

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

UNIVERSITE ABBAS LAGHROUR - KHENCHELA



Faculté Des Sciences et Technologie
Département De Génie Civil



Memoire De Fin D'étude En Vue De Obtention Du Diplôme
Master II En Génie Civil - Spécialité : Structure

Conception D'une Structure Multi-étages En Béton Armé

Réalisé par:

- HOGGAS MAKOUDI
- HOUHA HAMOUDI

Encadré par:

Dr : Ali Rachdi Mohamed

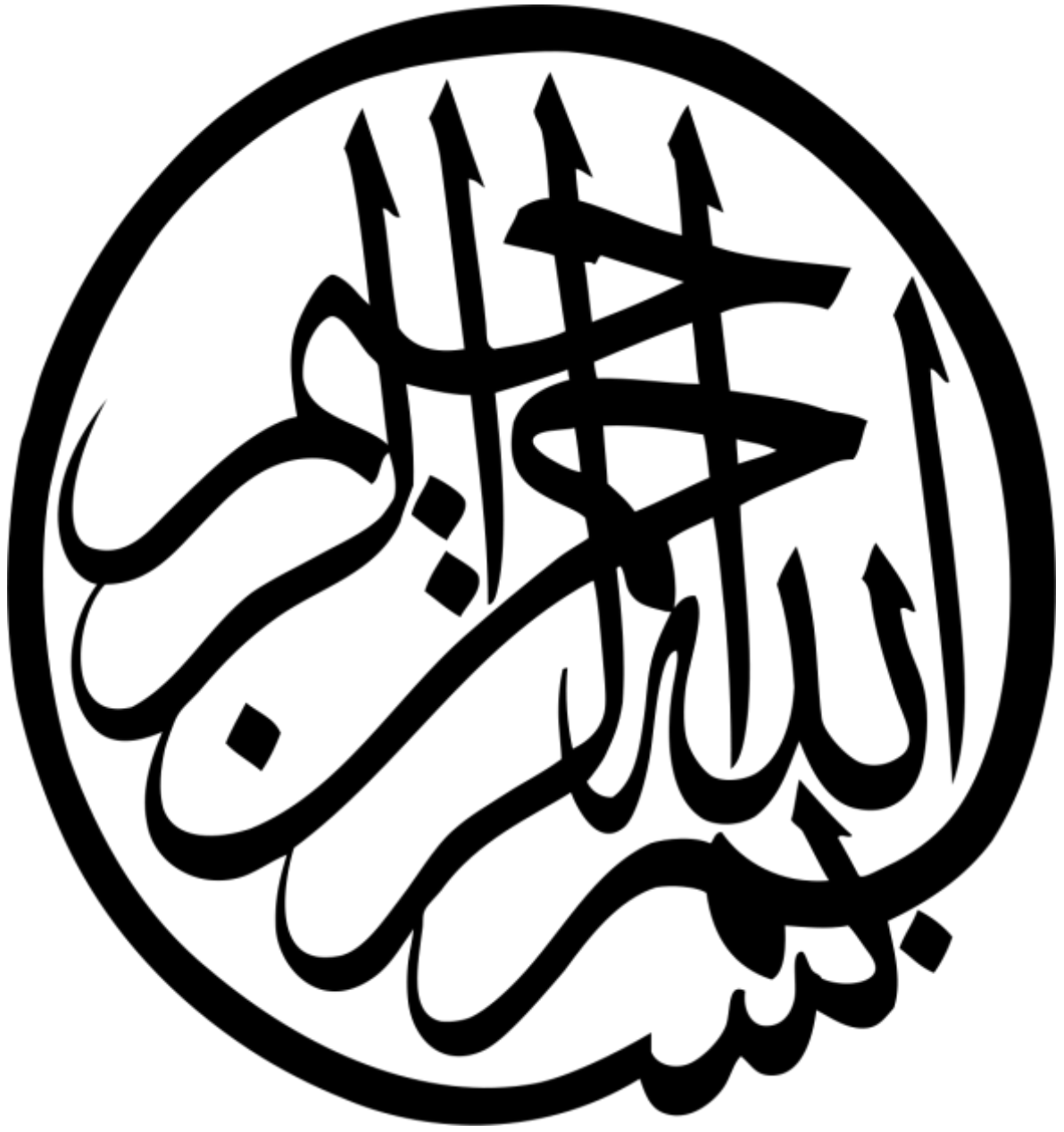
Devant le jury

Président : Dr. BOUHADRA Abdelhakim MCA Université de KHENCHELA

Examineur : Dr. TABET Mohamed MCB Université de KHENCHELA

Soutenu le 27/06/2022

Année Universitaire : 2021 -2022



DÉDICACES

C'est le moment de plaisir de dédier ce mémoire fin d'étude à mes chers parents; mon adorable père, que Dieu lui fasse miséricorde, et mon amour ma chère mère, qui m'ont toujours poussé et motivé dans toute ma vie pour atteindre mes objectifs.

À toute ma grande et petite famille qui m'a soutenu et que je la considère comme une source d'espoir.

À ma chère femme qui souffre pour me donner les meilleures conditions de confort et me rendre heureux.

À mes enfants: ANES, AMINA et ma nouvelle fille, DJOUMANA; source de joie et de bonheur.

À tous les amis, les collègues: L'ingénieur Balefdel Mourad, Nabil, Walid, Ahmed, Mohamed, Bagha, Madjid, Fateh, Kada et le groupe (2F+S+R); pour leurs aides et supports dans les moments difficiles, pour leurs amours et leurs encouragements.

Et finalement, je dédie mon binôme pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet fin cycle.

HOGGAS MAKOUDI

DEDICACE

JE DEDIE CE MODESTE OUVRAGE A

MES PARENTS MA MERE ET MON DEFUNT PERE LA

SOURCE DE MA VIE.

MA PETITE FAMILLE MA FEMME ET MES ENFANTS LA

SOURCE DE MON BONHEURE ET DE MA REUSSITE.

TOUS MES AMIS ET A TOUT CEUX QUI M'ONT AIDE A

ELABORER CE MEMOIR.

HOUHA HAMOUDI

REMERCIEMENTS

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

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait 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.

Grand remerciement s'adresse également à tout nos professeurs, chercheurs pour ce qu'ils ont fait tout au long de parcours d'enseignement.

Enfin, on tient à exprimer vivement nos remerciements avec une profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué de près ou loin à la réalisation de ce mémoire.

Liste des figures

Fig I- 1: Plancher à corps creux.	03
Fig I- 2: Brique creuse.	04
Fig I- 3: déformations longitudinaux et transversaux	06
Fig I- 4: Diagrammes contraintes –déformations du béton.	07
Fig I- 5: Diagramme contrainte déformation.	09
Fig I- 6: Diagrammes des déformations limitent de la section.	10
Fig. II.1. Dimensions de nervure	15
Fig. II.2: Dimension de corps creux.	16
Fig. II.3 : coffrage des poteaux.	19
Fig.II.4 : Coupe d'une volée d'escalier	20
Fig. II.5: Coupe de voile en plan	22
Fig.III.6 : plancher terrasse.	23
Fig.III.7.Plancher d'étage	24
Fig.III.8 : Diagramme des forces interne.	25
Fig.III.9. composants de mur.	25
Fig.III.10 : Dimensions d'acrotère.	27
Fig. III.11. Dimension du poteau central.	28
FigIII.12 : dimension du poteau de rive	29
FigureII.13 : La dégression des charges	31
Fig. III.1 : diagramme des sollicitations à l'E L U	42
Fig. III.2: diagramme des sollicitations à l'E L S	45
Fig. III.3 Schéma de ferrailage des poutrelles	50
Fig. III.4: Schéma statique 1	50
Fig. III.5: Schéma statique 2	51
Fig. III.6: COUPE 1-1 Ferrailage d'acrotère	53
Fig III.7: Schéma du balcon	53
Fig III.8: Schéma de ferrailage du balcon	56
Fig III.9: Présentation de l'escalier	57
Fig III.10: Schéma statique de l'escalier type de étage courant	57
Fig III.11 : Schema des charges equivalents a ELU d'escalier	58

Fig III.12: Schema des charges equivalents a ELS d'escalier	59
Fig III.13: section de béton armé en travée	59
Fig III.14: section de béton armé en travée	60
Fig III.15: section schema de ferrailage de l'escalier type etage courant	63
Fig III.16: La poutre palière	63
Fig III.17: ferrailage de la poutre palière	69
Fig IV.1 Disposition des voiles de contreventement	78
Fig IV.2 Translation de la structure vers le sens XX	79
Fig IV.3 Translation de la structure vers le sens YY	80
Fig IV.4 Torsion de la structure à cause de l'effort horizontal	80
Fig V. 1 : Ferrailage des poteaux (35×40).	94
Fig V.2 : Ferrailage de poutre principale.	101
Fig V.3 : Ferrailage de poutre secondaire.	102
Fig V.4 : diagramme d'une section partiellement comprimée.	107
Fig V.5: Schéma de ferrailage des voiles	109
Fig VI.1 : Semelle isolé.	111
fig VI.2. Schéma équivalent d'une semelle isolée.	112
Fig VI.3. Ferrailage de la semelle intermédiaire.	114
Fig VI.4: Ferrailage de semelle filante sens x-x	116
Fig.VI.5 : schéma de Ferrailage des longrines.	117

Liste des tableaux

Tab I- 1 : Les compositions moyennes du béton.	05
Tabl I- 2: Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .	08
Tab I- 3: Combinaisons d'actions à ELS.	12
Tab I- 4: Combinaisons d'actions à ELU.	12
Tab II.1 : Tableaux récapitulatif	16
Tab II.2: charge permanent du plancher terrasse	23
Tab II.3 : charge permanent du dalle pleine	24
Tab II.4 : charge permanent du plancher étage courant	24
Tab II.5: charge permanent du mur extérieur	26
Tab II.6 : charge permanent du mur intérieur	26
Tab II.7 : charge permanent du palier	26
Tab II.8 : charge permanent du paillasse	26
Tab II.9 : charge permanent du balcon	27
Tab II.10 : charge permanent du poteau central	29
Tab II.11 : charge permanent du poteau de rive	30
Tab II.12 : charge d'exploitation du poteau centrale	31
Tab II.13 : charge d'exploitation du poteau de rive	32
Tableau II- 14: 2éme Vérification selon le RPA99/version 2003 des dimensions des poteaux.	34
Tab. III.1 : Valeurs des sollicitations à l'E.L.U (calcul des dalles)	41
Tab. III.2: Valeurs des sollicitations à l'E.L.U (calcul des dalles)	45
Tab. III.3: différentes sollicitations par la poutrelle a deux travees (ELU)	45
Tab. III.4: différentes sollicitations par la poutrelle a deux travees (ELU)	45
Tab. III.5: différentes sollicitations par la poutrelle a deux travées (ELS)	46
Tab. IV.6 : différentes sollicitations par la poutrelle a deux travees (ELS)	46
Tab. III.7: Tableau de récapitulatif	51
Tab III.8: calcul des sollicitation a L'ELU et L'ELS escalier etage courant	58
Tab III.9: résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière. A l'ELS	65
Tab III.10: résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière. A l'ELU	65
Tab. IV : Les valeurs des pénalités. (RPA)	75
Tab. IV-2 : Participation des masses modales	77

Tab. IV-3 : Valeurs des modes	79
Tab. IV-4. Centres des masses et de rigidités	81
Tab. IV-5: Valeurs des déformations calculées et admissibles [cm].	83
Tab. IV-6: Valeurs des déformations calculées et admissibles [cm].	83
Tab. IV-7 : vérification à l'effet P- Δ sens (x-x) (y-y).	84
TabV.1 : Sollicitations des poteaux (35×40).	88
Tab V.2 : Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (35×40).	93
TabV.3 : Sollicitations des poutres.	95
Tab V.4: Sollicitations maximales de calcul des voiles sans ouvertures à l' ELU	105
Tab V.5: Sollicitations maximales de calcul des voiles sans ouvertures à l' ELS	105

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENT

DEDICACES

ملخص

ABSTRACT

RESUMES

LISTES DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I :Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques des Matériaux -c-

I.	Introduction	01
I.1.	Présentation de l'ouvrage	01
I.2.	Ossature de l'ouvrage	01
I.3.	Règles de calculs	02
I.4.	Conception de la structure	02
I.5.	Éléments constituant l'ouvrage	02
I.6.	Caractéristiques des matériaux	04
I.7.	HYPOTHESES DE CALCUL	10
I.8.	ACTIONS ET SOLLICITATIONS	11

Chapitre II-Prédimensionnement et Des Descentes De Charges -c-

II.1. Prédimensionnement	15
Introduction :	15
II.1.1. Les planchers	15
II.1.2. Les poutres	16
II.1.3. Les poteaux	18
II.1.4. Les consoles	19
II.1.5. Les Escaliers	19
II.2 LES DESCENTES DE CHARGES	21
II.2.1 les planchers	23
II.2.2 Acrotère	24

II.2.3 La maçonnerie	25
II.2.4 L'escalier	26
II.2.5 Balcon	26
II.2.6 Acrotère	27
II.2.7 Descente des charges sur les poteaux	27

Chapitre III-Etude Des éléments Secondaires

III.1 Calcul des planchers	35
III.1.1 Définition	35
III.1.2 Méthode de calcul	35
III.1.3 Calcul des sollicitations	38
III.1.4 Les Tableaux De résultats	45
III.1.5 Ferrailage de plancher	46
III.1.6 Dessin du ferrailage des planchers	50
III.2 Acrotère	50
III.2.1 Combinaison de charge	50
III.2.2 Déterminer les armatures longitudinales	51
III.2.3 présentation de ferrailage	53
III.3 Les Balcons	53
III.3.1 Définition	53
III.3.2 Balcon	53
III.4 Les escaliers	56
III.4.1 Définition	56
III.4.2 L'escalier d'étage courant	57
III.4.3 Poutre palière	62

Chapitre IV- Etude sismique

IV.1. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques	71
IV.1.2 Méthode d'analyse modale spectrale	72
IV.1.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	72
IV.2. Choix de la méthode de calcul	72
IV.3. Modélisation de la structure	73
IV.4. Présentation du logiciel ROBOT	74
IV.4.1 facteur d'amplification dynamique moyen	74

IV.4.2	Calcul de l'action sismique	74
IV.4.3	Méthode dynamique modale spectrale	77
IV.5.	Vérification des périodes fondamentales	81
IV.5.1	Vérifications du coefficient de participation de masse	82
IV.5.2	Vérification effort tranchant à la base	82
IV.5.3	Vérification de l'excentricité	82
IV.5.4	Vérification des déplacements	82
IV.5.5	Vérification à la stabilité au renversement	83
IV.5.6	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	84
IV.5.7	Vérifications du système de contreventement	84
IV.5.8	Vérifications spécifique pour les poteaux ($v \leq 0.3$)	84
IV.6.	Conclusion	85
Chapitre V- Etude des éléments principaux -c-		
V.1.	Les poteaux	86
V.1.1	Introduction	86
V.1.2	Aspect réglementaire	86
V.1.3	Les sollicitations	88
V.1.4	Exemple de calcul	89
V.1.5	Schéma de ferrailage	93
V.2	Etude des poutres	94
V.2.1	Recommandation du RPA99/2003	94
V.2.2	Sollicitations de calculs V	95
V.2.3	Poutre Principale	95
V.2.4	Poutre secondaire	98
V.2.5	Schéma de ferrailage structure (Terrasse & Etage)	101
V.3	Les voiles	102
V.3.1	Introduction	102
V.3.2	Recommandation du RPA99/2003	103
V.3.3	Les sollicitations	104
V.3.4	Système voile	105
V.3.5	Exemple de calcul d'un voile plein (20cm)	105

V.3.6 Schéma de ferrailage	109
----------------------------	-----

Chapitre VI-Etude de l'Infrastructure

VI.1.Etude de l'Infrastructure	110
VI.1.1.Introduction	110
VI.1.2.Le choix de type de fondation	110
VI.1.3.Combinaison d'actions à considérer	111
VI.1.4.Calcul des semelles	111
VI.1.5.Calcul de la semelle filante sous voile	114
VI.2. Les longrines	116
VI.2.1. Introduction	116
VI.2.2 .Pré dimensionnement: R.P.A 99-2003	116
VI.2.3.Sollicitations	116
VI.2.4.Ferrailage de la longrine	116
VI.2.5.Section minimale	117

CONCLUSION GENERAL

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE

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 (RPA).

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.

Introduction Générale

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 six 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 prédimensionnement des différents éléments ainsi que la descente de charges.
- ◆ Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les escaliers et les planchers...etc.).
- ◆ Le 4ème chapitre portera sur 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 2019** est présenté dans le 5ème chapitre.
- ◆ Pour le dernier chapitre, on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de
l'ouvrage et
Caractéristiques des
Matériaux

I. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003...) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Notre projet consiste dans l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée et 4 étages (R+4), avec un système de contreventement mixte à l'utilisation du béton armé ; Cet ouvrage est implanté dans la Wilaya de **ANNABA** classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/ version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Les dimensions de notre ouvrage sont résumées comme suit :

- Largeur en plan : 18.65 m
- Longueur en plan : 21.85 m
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère : 15.30 m
- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère : 15.95 m
- Hauteur de RDC : 3.06 m
- Hauteur d'étage courant : 03,06 m
- La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier.
- Les cloisons et les murs sont en briques creuses.
- Terrasse inaccessible avec une acrotère en béton armé d'une hauteur de 65 cm.

I.2. Ossature de l'ouvrage !

Le système de contreventement de la structure est assuré par un ensemble de portiques (poteau, poutre) et des voiles en béton armé suivant les deux sens.

I.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.4. 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.5. Eléments constituant l'ouvrage :**I.5.1. Plancher :**

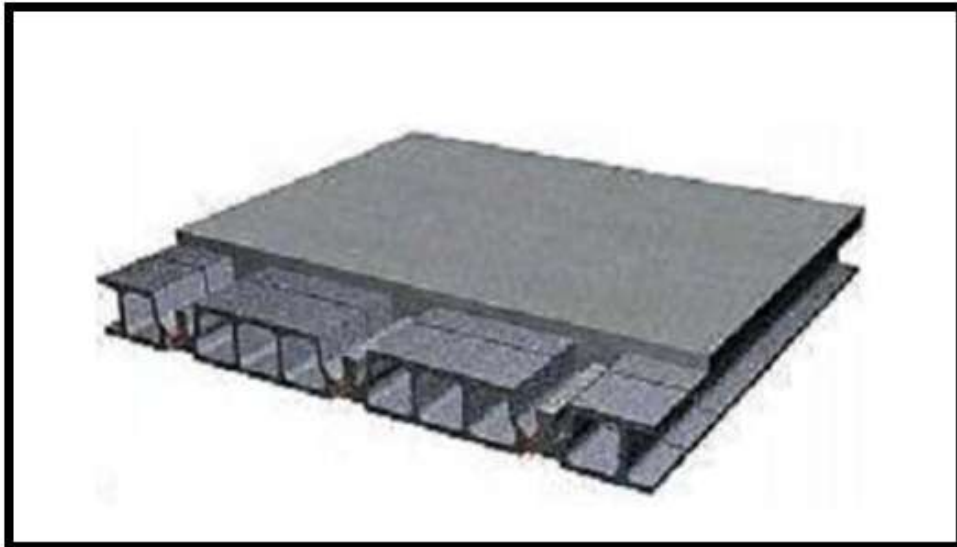
Le plancher est défini comme une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

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

I.5.1.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).



FigI- 1: Plancher à corps creux.

I.5.1.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.5.2. 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.5.3. 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.

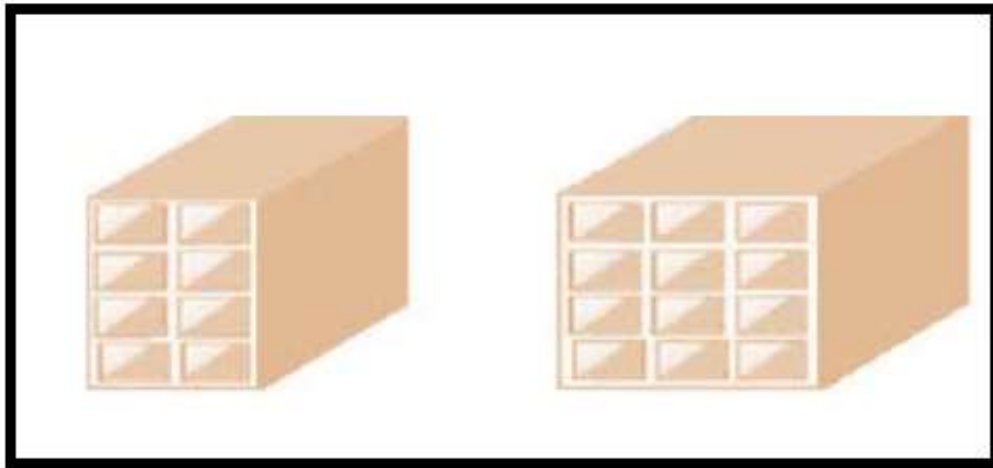


Fig I- 2: Brique creuse.

I.5.4. 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.5.5. 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.5.6. 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.5.7. 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.6. Caractéristiques des matériaux :

I.6.1 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.6.2 Béton :

I.6.2.1 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**.

Composantes	Graviers (5 /25)	Sable (0/5)	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	8 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	400	180

Tab I- 1 : Les compositions moyennes du béton.

I.6.2.2 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.6.2.3 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]

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

➤ **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 :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,060 f_{c_j} \rightarrow \text{pour notre cas : } f_{t_{28}} = 2,1 \text{ MP a.}$$

I.6.2.4 Coefficient de poisson : BAEL 91 Article (A.2.1, 3).

- $$v = \frac{\text{déformation transverse}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson est pris égal à :

v = 0,20 → pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)

v = 0 → pour la justification aux E.L.U

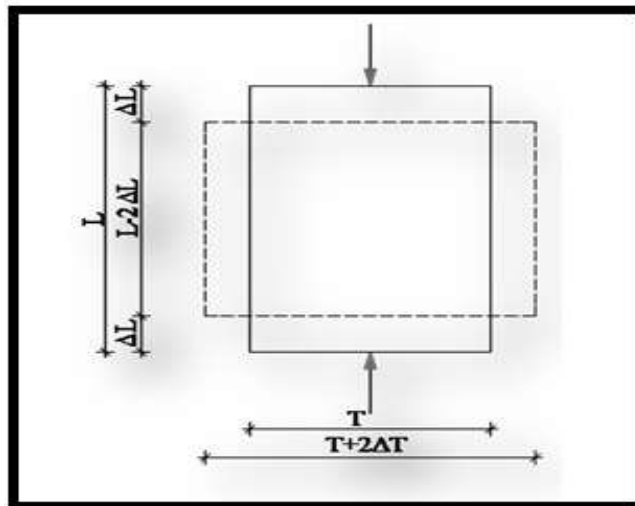


Fig I- 3: déformations longitudinaux et transversaux.

I.6.2.5 Déformations longitudinale du béton :

I.6.2.5.1 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.6.2.5.2 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.6.2.6 Contraintes limites du Béton :

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

I.6.2.6 .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 $\rightarrow f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.

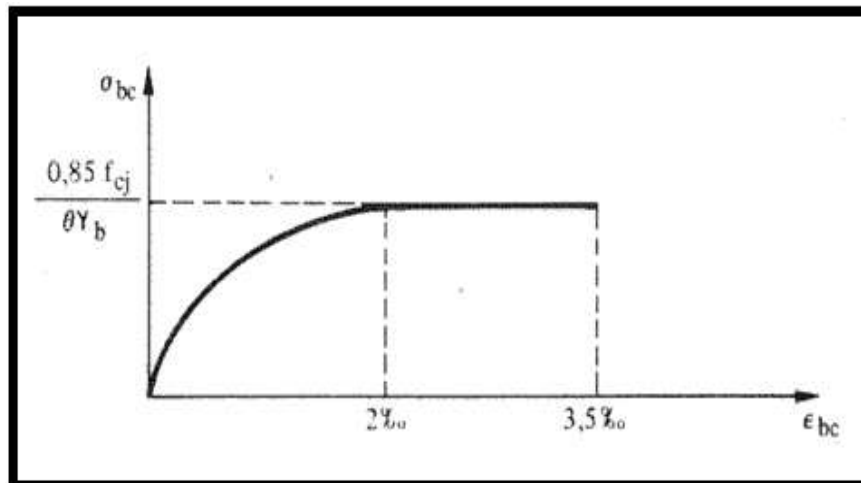


Fig I- 4: Diagrammes contraintes –déformations du béton.

I.6.2.6.2 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 contraintes de compression du béton est limitée à $0,6f_{cj}$, dans notre cas $\rightarrow \sigma_{bc}=15\text{MPa}$.

I.6.2.6.3 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.6.3 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.

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

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

Tab I- 2: Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

I.6.3.1 Diagramme contrainte-déformation : BAEL91 Article (A.2.2.2).

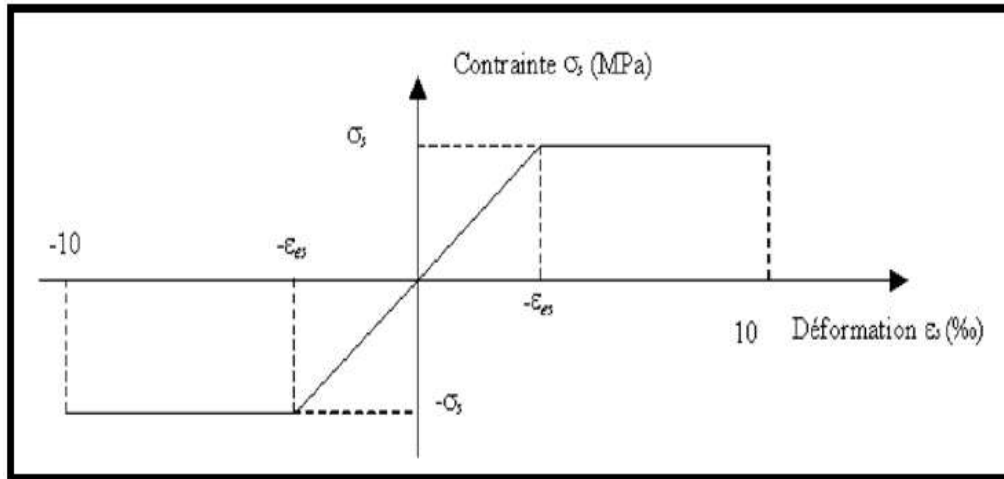


Fig I- 5: Diagramme contrainte déformation.

I.6.3.2 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.6.4 Règles des trois pivots :

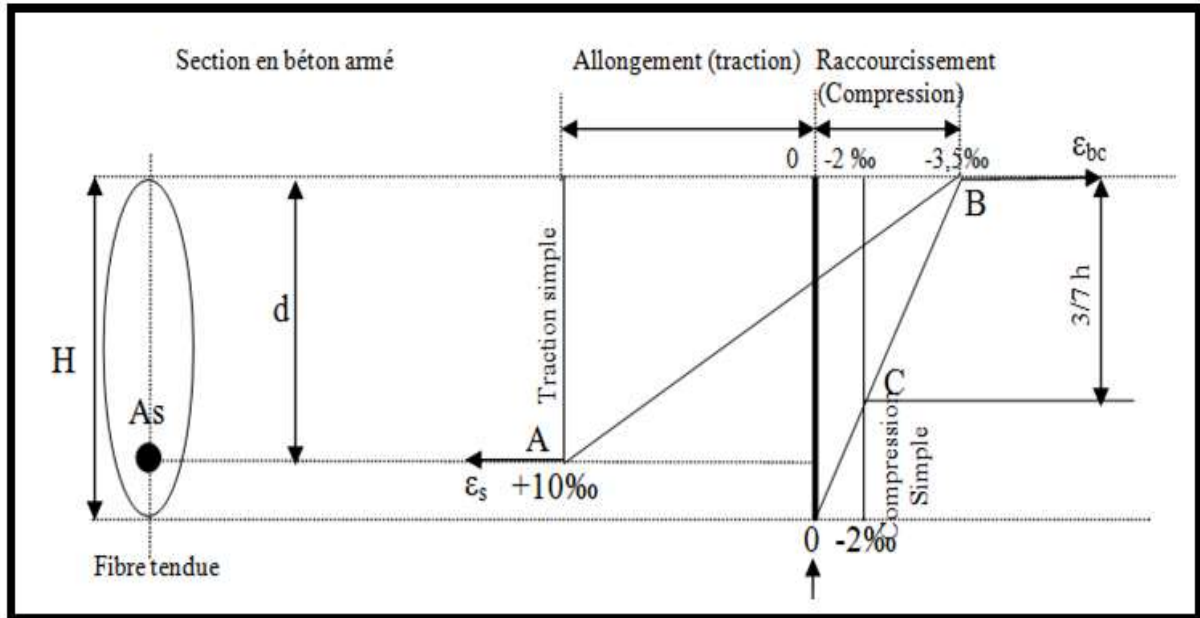


Fig I- 6: Diagrammes des déformations limitées de la section.

- **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.7 HYPOTHESES 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.7.1.1 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.7.1.2 Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà 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.8 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.8.1 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.8.2 Sollicitations :

I.8.2.1 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 $\psi_0 Q_B$

Tab I- 3: Combinaisons d'actions à ELS.

B. Vérification des états-limites ultimes de résistance :

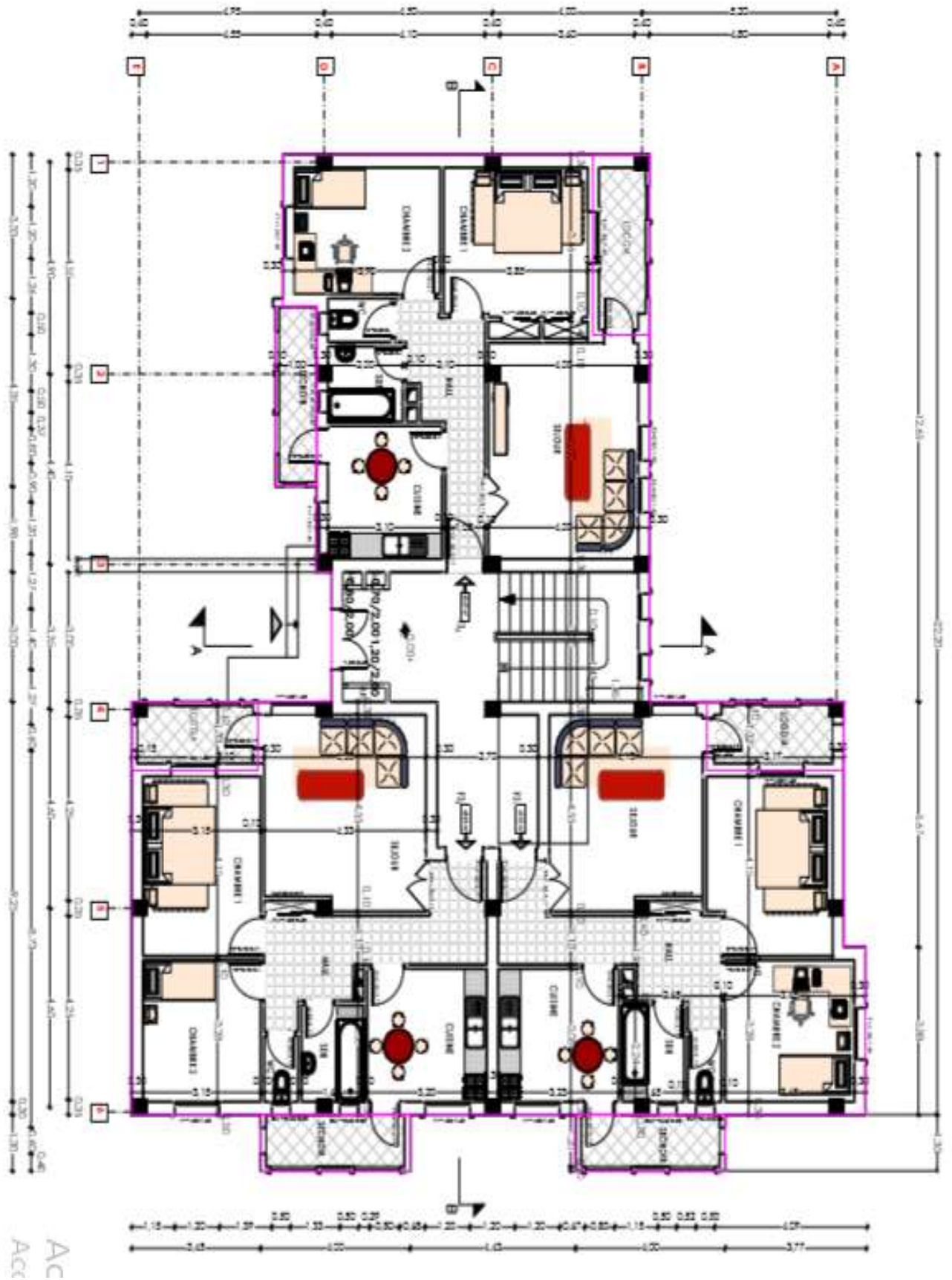
Actions permanentes $1,35 G_{max} + G_{min}$	de base $\gamma_{Q1} Q_1$	Actions variables d'accompagnement $1,3 \psi_{02} Q_2$
$1,35 G$ ou G	$1,5 Q_B$	0 ou W ou S_n ou $W + S_n$
	$1,5 W$	0 ou $1,3 \psi_0 Q_B$ ou S_n ou $1,3 \psi_0 Q_B + S_n$
	$1,5 S_n$	0 ou $1,3 \psi_0 Q_B$ ou W ou $1,3 \psi_0 Q_B + W$

Tab I- 4: Combinaisons d'actions à ELU.

C. Combinaisons accidentelles :

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

Avec : F_A valeur représentative de l'action accidentelle.



Vue En Plan

Chapitre II

Prédimensionnement et
Des Descentes De
Charges

II.1. Prédimensionnement

Introduction :

L'étude d'un bâtiment (ou de toute structure en béton armé) se fait en plusieurs étapes :

1. Dimensionnement des éléments de la structure : dalles, planchers, poutres, poteaux, voiles, fondations... au stade de la conception pour permettre au maître d'œuvre (l'architecte) de s'assurer que son projet est réaliste et que les dimensions prévues ne sont pas susceptibles d'être modifiées de façon notable lors de l'exécution.
2. Dimensionnement ou vérification du dimensionnement précédent, au stade du chiffrage par l'entreprise des quantités de béton, coffrage et aciers.
3. Justification des dimensions retenues et réalisation des plans de coffrage et de ferrailage qui permettront la réalisation de l'ouvrage.

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation. Pour déterminer le prédimensionnement des différents éléments on utilise la règle **BAEL91** ainsi que le règlement parasismique algérienne **RPA /VERSION 2003**.

II.1.1. Les planchers

Les planchers sont des surfaces planes horizontales dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils assurent l'isolation thermique et phoniques entre les niveaux de la construction et transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs.

II.1.1.1. Planche à corps creux

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

❖ Condition de la flèche : selon BAEL 91(art B.6.8 ,424)

$$\frac{1}{20} \geq \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{25} \Rightarrow \frac{L}{20} \geq h_t \geq \frac{L}{25}$$

L : est la plus grand portée parallèle aux poutrelles

(L= 480 cm).

$$h_t = 480/20 = 24\text{cm}$$

$$h_t = 480/25 = 19,20 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = 20\text{cm}$ { 16 cm : L'épaisseur de corps creux ; 4cm : dalle de compression }

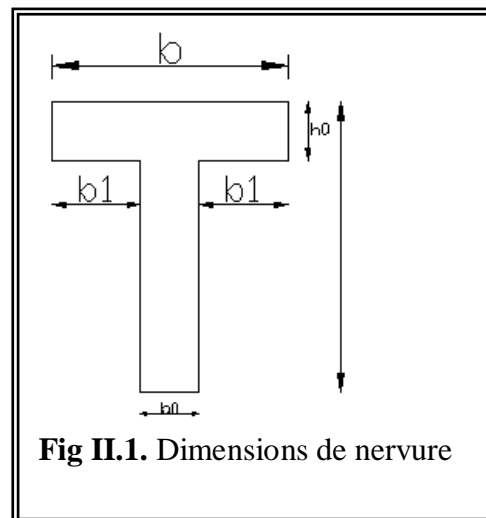


Fig II.1. Dimensions de nervure

❖ Les caractéristiques géométriques des poutrelles : selon BAEL91

$$0.3h_t < b_0 < 0.4 h_t \qquad h_t=20\text{cm}$$

$$0.3 \times 20 < b_0 < 0.4 \times 20 \quad \Rightarrow \quad 6 < b_0 < 8$$

On a min $b_0 = 10\text{cm}$ Donc : $b_0 = 10\text{cm}$

L'hourdi choix est normalisé de hauteur 20cm et

de longueur 55cm.

$$b_1 = \min \{ Ln/2 = 55/2 = 27,5 \text{ cm} ; L/10 = 480/10 = 48,00 \} \Rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures

L : la longueur de la nervure

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65\text{cm}$$

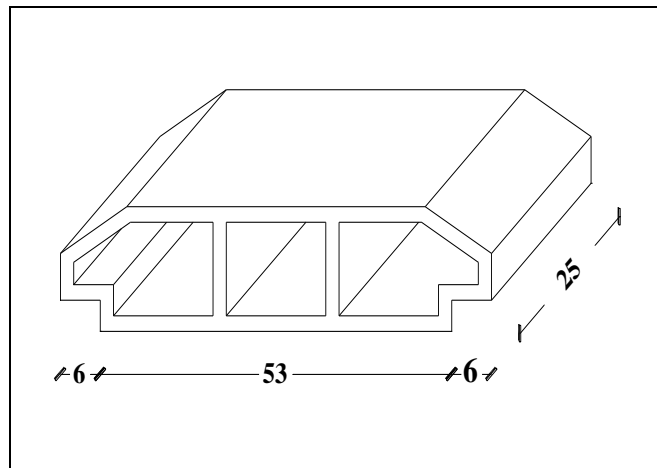


Fig. II.2: Dimension de corps creux.

Epaisseur de la dalle de compression	4 cm
Epaisseur de l'entrevous	20 cm
La largeur b_0 des nervures	10 cm
Distance L_0 entre deux nervures	55 cm
Entraxe des nervures	65 cm

Tab-II.1 : Tableaux récapitulatif

II.1.2. Les poutres :

Les poutres principales sont des éléments principaux horizontaux, leurs rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Le prédimensionnement de la section transversale est donné comme suit :

II.1.2.1. Poutre principale : (porteuses) :

Les poutres sont dimensionnées par le critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : la portée de la poutre

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

Selon les règles 'R.P.A 99' les dimensions doivent vérifier les conditions suivantes :

* $b \geq 20\text{cm}$

* $h \geq 30\text{cm}$

* $h/b < 4$

II.1.2.2. Critère de rigidité : « BAEL91 »

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : $L_{\max} = 4,80 \text{ m}$

h : hauteur de la poutre.

Soit : $32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$

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

$0.3h \leq b \leq 0.7h$ Avec :

b : largeur de la poutre.

Soit : $12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$

On prend $b = 35 \text{ cm}$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, alors on prend les dimensions de poutre principale $(35 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.1.2.3. Conditions du R.P.A 99

[$b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$	CV
	$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$	CV
	$\frac{h}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots$	CV

II.1.2.4. Les Poutres secondaires :

✓ **Condition de la portée (BAEL 91) :**

$h = (1/15 ; 1/10) L_{\max} \qquad L_{\max}=455 \text{ cm}$

$h = (1/15 ; 1/10) 455 = (30,3 ; 45,5)$

Donc : $h = 35 \text{ cm}$

$b = (0,30 ; 0,30) h \Rightarrow b = (10.5 ; 14)$

Donc : $b = 30 \text{ cm}$

✓ **Condition de RPA :**

$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b=30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots$ CV

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h=35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$h/b < 4 \Rightarrow 35/30 = 1.16 < 4 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on dimensionne la poutre secondaire (30×30) cm².

II.1.3. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments principaux verticaux, ils doivent en plus de supporter principalement les charges et les surcharges verticales assurer le contreventement de la structure. Les dimensions de poteau doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Respecter les critères de résistance.
- Vérifier les conditions de RPA 99.
- Vérifier les conditions de flambement

II.1.3.1. Vérification Pour le Poteau :

A) Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

La majoration de 10 % des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins aux poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées

$$N_u^* = 1,1 N_u = 872,84$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq 0,6 f_{c28} \text{ Avec } B : \text{Section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{0,6 f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{872,84 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,058 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a } B = 0,4 \times 0,35 = 0,14 \text{ m}^2.$$

$$B = 0,14 > 0,058 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

B) Vérification au flambement :

D’après le (CBA93) on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

B_r : section réduite du poteau (en cm²).

A_s : section d’acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

f_e : limite d’élasticité de l’acier utilisé.

γ_b = 1,5 coefficient de sécurité du béton.

γ_s = 1,15 coefficient de sécurité de l’acier.

α : coefficient dépendant de l’élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\alpha = \begin{cases} 0,6 \times \left(\frac{50}{\gamma}\right)^2 & \text{Si: } 50 < \gamma < 70 \\ \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\gamma}{35}\right)^2} & \text{Si: } \gamma \leq 50 \end{cases}$$

$$\text{On calcul l’élancement } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : hauteur de flambement = 0,7 L₀.

b : la petite dimension de la section de la poutre.

l₀ : hauteur de poteaux entre niveau (d’étage).

$$l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre}} = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m}$$

I : rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

- $l_f = 0,7 \times 2,66 = 1,86 \text{ m}$
- $B = 0,4 \times 0,35 = 0,14 \text{ m}^2$
- $I = 0,0018 \text{ m}^4$
- $i = \sqrt{\frac{0,0018}{0,14}} = 0,113$
- $\lambda = \frac{1,86}{0,113} = 16,46 < 50$
- $\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,84$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$Br \geq \frac{793,493}{0,84 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,042 \text{ m}^2$$

$$Br = (b - 2) \times (h - 2) = (35 - 2) \times (40 - 2) = 0,1254 \text{ m}^2$$

- $0,1254 > 0,044$

Donc le poteau ne risque pas de flamber

✓ Selon RPA :(zone II)

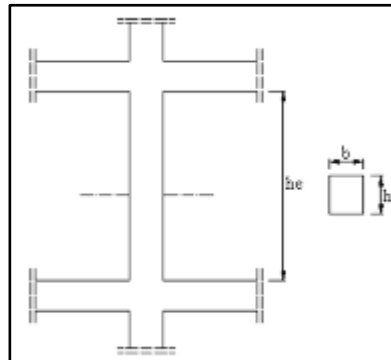


Fig. II.3 : coffrage des poteaux.

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 35 ; 35 > 25 \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \Rightarrow 35 ; 35 > 18,06 \dots\dots\dots \text{CV}$
 - $h_e = h - h_1 = 306 - 40$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4 \Rightarrow 1/4 < 0,87 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$
- La condition de BAEL et RPA sont vérifiées .on prend les dimensions des poteaux sont $(35 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.1.4. Les consoles :

✓ balcon de sechoir

$$h = (1/15 ; 1/10) L_{\text{max}}$$

$$L_{\text{max}} = 1.30 \text{ m}$$

$h = (8 ; 12) \Rightarrow h = 15 \text{ cm}$

II.1.5. Les Escaliers :

Les escaliers se composent généralement des éléments suivants :

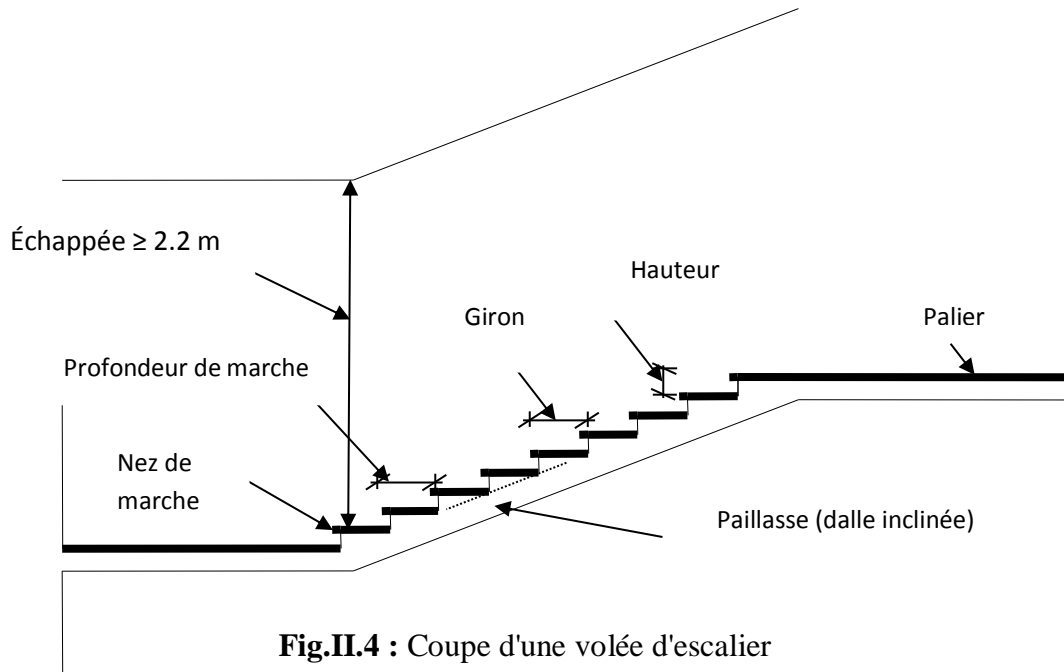


Fig.II.4 : Coupe d'une volée d'escalier

Pour les dimensions des marches et contre-marche on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$14\text{cm} \leq h \leq 22\text{cm} \Rightarrow h = 17\text{cm}$

$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm} \Rightarrow g = 30\text{cm}$

Vérification de formule de BLONDEL :

$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \Rightarrow \text{vérifier}$

Pour notre projet on adopte $g = 30\text{cm}$ et $h = 17\text{cm}$.

II.1.5.1. Escalier (RDC et étages courants) :

Il est constitué deux volés pour chaque niveau :

- La hauteur du volé : $H = 1,53\text{m}$
- Nombre de marches : $N = H/h = 1,53/17 \Rightarrow N = 9 \text{ marches}$
- La longueur de volé : $L = g(N-1) = 30(9-1) = 2.40 \text{ m}$
- La longueur du paillasse : $P = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow P = \sqrt{2,40^2 + 1,53^2} \Rightarrow P = 2,84\text{m}$

L'épaisseur de notre escalier est : $\frac{P}{30} \leq e \leq \frac{P}{20} \Rightarrow 9,46 \leq e \leq 14,2$

On adopte $e=10\text{cm}$

Tg $\alpha = H / L = 153/240 \rightarrow \alpha= 32.51^\circ$

II.1.5.2. Poutre palière :

Le suivant est sa prédimensionnement :

✓ A partir de BAEL91 :

$L= 370\text{cm}$

$h= (1/15 ; 1/10) L \Rightarrow h= (24.66 ; 37)$

Donc : $h= 40\text{cm}$

$b= (0.3h ; 0.4h) \Rightarrow b= (9 ; 12)$

Donc : $b= 30\text{cm}$

✓ A partir de RPA :

$b = 30\text{cm} \geq 20 \dots\dots\dots\text{CV}$

$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \dots\dots\dots\text{CV}$

$h / b = 1.33 \text{ cm} < 4 \dots\dots\dots\text{CV}$

Les conditions du BAEL et de l’RPA sont vérifiées, les dimensions de cette poutre est $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l’article 7.7.1 du RPA99 ils servent d’une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent)

et d’autre part de reprendre les efforts verticaux qu’ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.).

D’après l'article 7-7-1 RPA99/ version 2003

« Les éléments satisfaisant la condition $(L \geq 4e)$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

D’après l'article 7-7-1 RPA99/ version 2003

« L'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées dans

La figure (II.5)

$$e \geq \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e \geq h_e/25 = 286/25 = 11.44\text{cm}$$

$$e \geq h_e/22 = 286/22 = 13\text{cm}$$

$$e \geq h_e/20 = 286/20 = 14.30\text{cm}$$

$$e \geq \text{Max} (11.44, 13, 14.30)$$

On adopte Alors : $e = 20\text{cm}$

Il nous reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe :

- Sens longitudinal : $L_{\text{Min}} = 150\text{ cm} > 4 e = 80\text{ cm}$ (vérifié)
- Sens transversal : $L_{\text{Min}} = 130\text{ cm} > 80\text{ cm}$. (Vérifié)

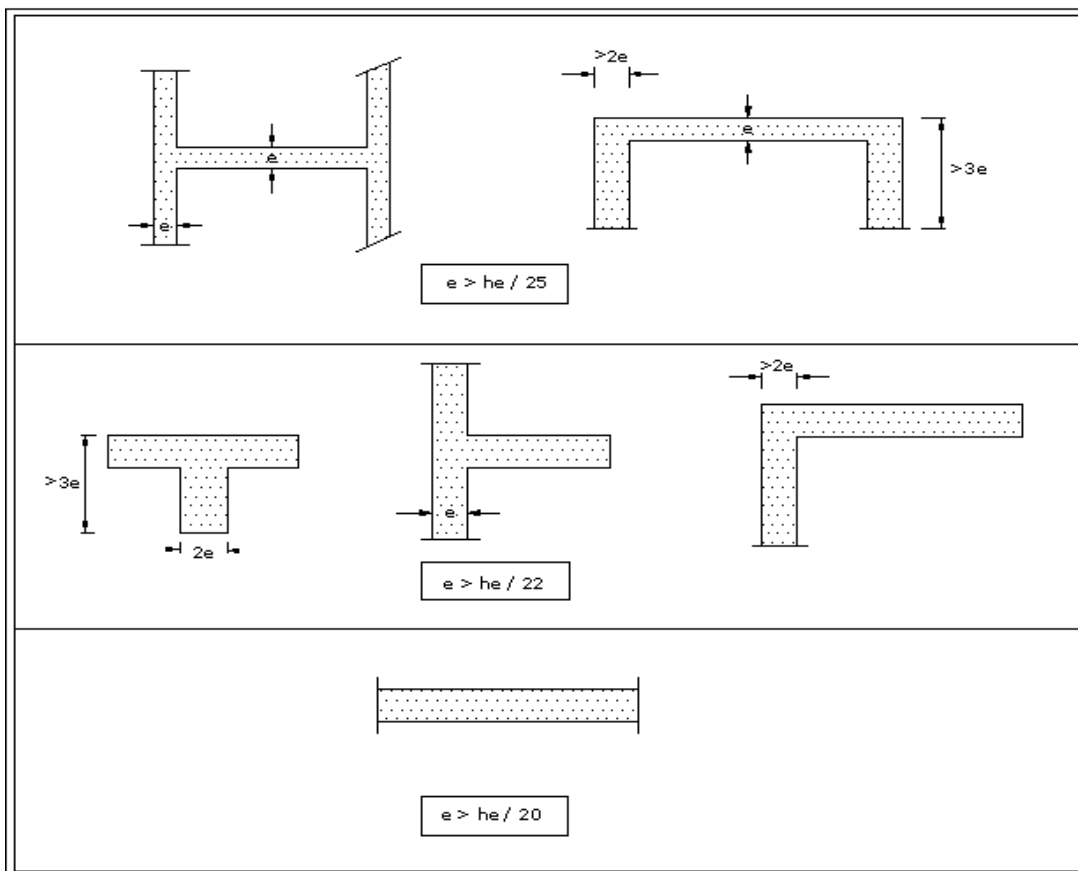


Fig. II.5: Coupe de voile en plan

II.2. LES DESCENTES DE CHARGES :

Introduction :

La descente de charge est le principe de la distribution des charges sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Les charges règlementaires sont en générale :

- Les charges permanentes **G** qui présentent le point mort.
- Les charges d'exploitation **Q** ou surcharges.

II.2.1 les planchers

II.2.1.1 Plancher terrasse (non accessible)

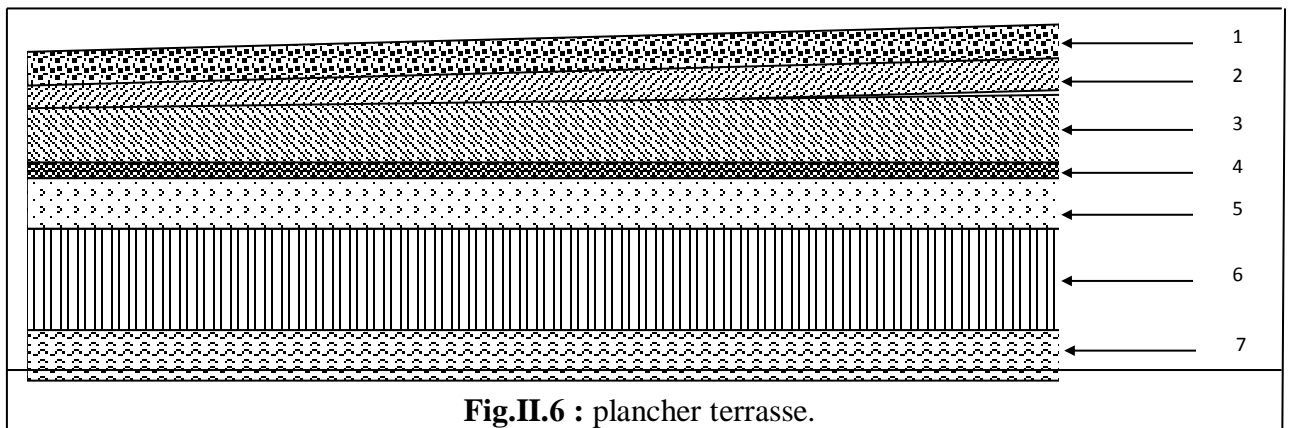


Fig.II.6 : plancher terrasse.

Charge permanente : d'après DTR B.C 2.2 :

N°	Désignation	e(m)	γ (N/m ³)	Charge (N /m ²)
1	Protection en gravillon	0.05	20000	1000
2	Etanchéité multicouche	0.02	6000	120
3	Forme de pente (1%)	0.07	20000	1400
4	Feuille polygame	-	-	10
5	Isolation thermique en liège	0.04	4000	160
6	Plaque corps creux	0.2	14000	2800
7	Enduit de plâtre	0.02		100

TabII.2 : charge permanent du plancher terrasse

Charge permanent : G= 5590N/m².

Surcharge d'exploitation : Q=1000N/m².

II.2.1.2 Dalle pleine :

N°	Désignation	e(m)	γ (N/m ³)	Charge (N /m ²)
1	Poids propre	0.16	25000	4000
2	Carrelage	0.02	22000	440
3	Mortier de pose	0.02	20000	400
4	Lit de sable	0.02	17000	340
5	Enduit en ciment	0.02	20000	400

TabII.3 : charger permanent du dalle pleine

Charge permanent : $G=5580\text{N/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q=1500\text{N/m}^2$

II.2.1.3 Plancher étage courant

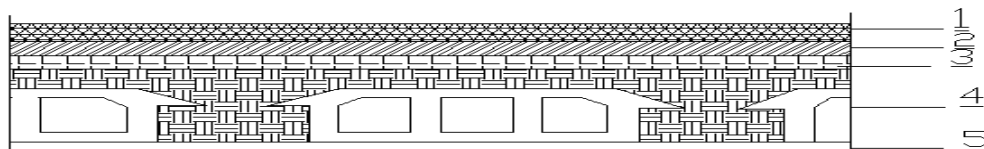


Fig. II.7.Plancher d'étage

Charge permanente : d'après DTR B.C2.2

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N /m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lite de sable	0.02	18000	360
4	Dalle en corps creux	0.16+0.04	14000	2800
5	Enduit de plâtre	0.02	-	100
6	Cloisons	-	-	1000

TabII.4 : charger permanent du plancher étage courant

Charge permanente : $G=5100\text{ N/m}^2$.

Charge D'exploitation: $Q=1500\text{ N/m}^2$.

II.2.2 Acrotère :

L'acrotère, c'est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé. Le rôle d'acrotère est d'éviter l'infiltration d'eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

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

- la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "G" appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre.

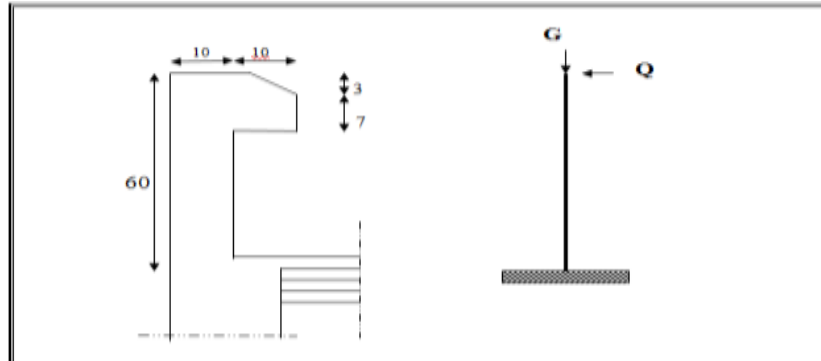


Fig.II.8 : Diagramme des forces interne.

Surface:

$$S_T = S_1 + S_2 = (0.1 \times 0.6 + [0.07 + 0.1] \times 0.1/2) = 0.0685$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge:

G : poids de l'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml}$$

Surcharge : D'après DTRB 2.2

Q : force horizontale sollicitée sur l'acrotère due à la main courante est 1000N/m.

II.2.3 La maçonnerie :

Toute la maçonnerie du bâtiment sera exécutée en brique creuse.

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

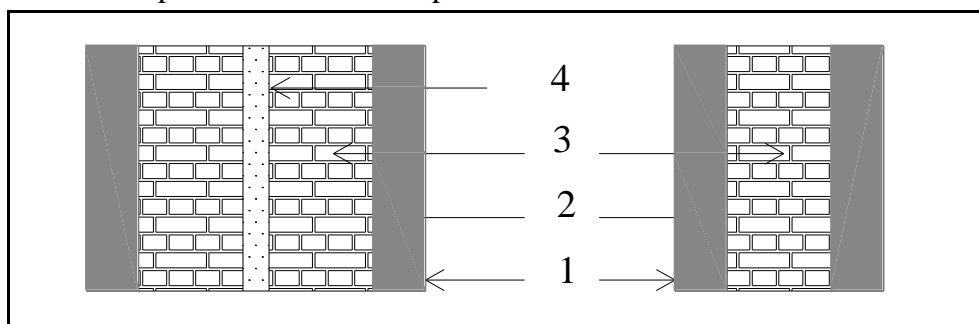


Fig.II.9. composants de mur.

II.2.3.1 Mur extérieur (double cloisons) :

Composant	e (m)	γ (N/m ³)	γ (N/m ²)
Enduite externe	0.02	20000	400
Enduite interne	0.015	13000	195
Brique creuse	0.15	-	1300
Brique creuse	0.10	-	900

TabII.5: charger permanent du mur extérieur

Charge permanente : $G = 2795 \text{ N/m}^2 \rightarrow$ Avec 30% d'ouverture = $2795 \times 0.3 = 1956.6 \text{ N/m}^2$

II.2.3.2 Mur intérieur (cloisons) :

Composant	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
Enduite externe	0.015	13000	195
Enduite interne	0.015	13000	195
Brique creuse	0.10	-	1300

TabII.6 : charger permanent du mur intérieur

Charge permanent $G = 1690 \text{ N/m}^2$

II.2.4 L'escalier :

➤ **Palier**

Composant	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
Carrelage	0.2	22000	440
Mortier de pose	0.2	20000	400
Revêtement	0.015	20000	300
Dalle en BA	0.15	25000	3750
Garde-corps en métal	-	-	100

TabII.7: charge permanent du palier

➤ **Paillasse :**

Composant	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
Carrelage	0.02	22000	440
Mortier de pose	0.02	20000	400
Revêtement	0.015/Cos(32.51)	20000	355.87
Dalle en BA	0.15/Cos(32.51)	25000	4448.39
Gand Corp métal	-	-	100
Les marches	0.17/2	22000	1870

TabII.8 : charge permanent du paillasse

Charge permanent paillasse : $G = 7614.26 \text{ N/m}^2$ / Charge permanente palier : $G = 4990 \text{ N/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 2500 \text{ N/m}^2$

II.2.5 Balcon

Composant	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
Carrelage	0.02	22000	440
Mortier de pose	0.02	20000	400
Lite de sable	0.02	18000	360
Dalle en BA	0.12	25000	3000
Enduit ciment	0.02	-	180

TabII.9 : charger permanent du balcon

Charge permanent : $G=4380N/m^2$

Charge d'exploitation : $Q=3500N/m^2$

II.2.6 Acrotère :

Elle se compte comme un consol encasté à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

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

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur :

Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge :

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire $\rightarrow G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$

Surcharge:

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est $1000 \text{ N/m} \rightarrow Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}$

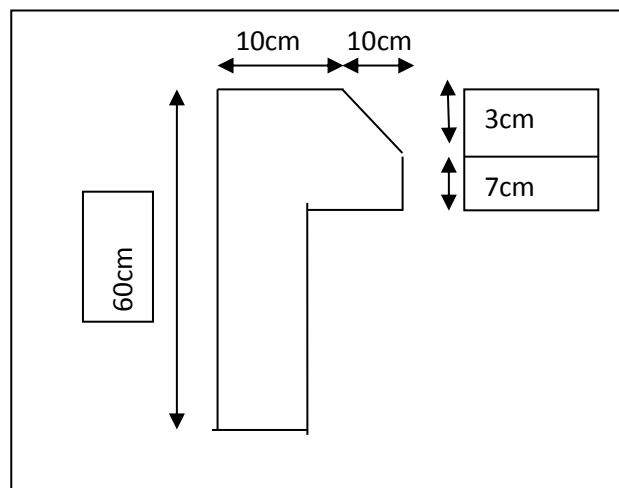


Fig.II.10 : Dimensions d'acrotère.

II.2.7 Descente des charges sur les poteaux :

Loi de dégression de la charge : DTR B.C.2.2

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées suivantes :

- Pour la toiture du terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$: ($0,8Q$ pour le supérieur)
- Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

II.2.7.1.1 Les charges permanents :

Poteau central :

Surface afférente :

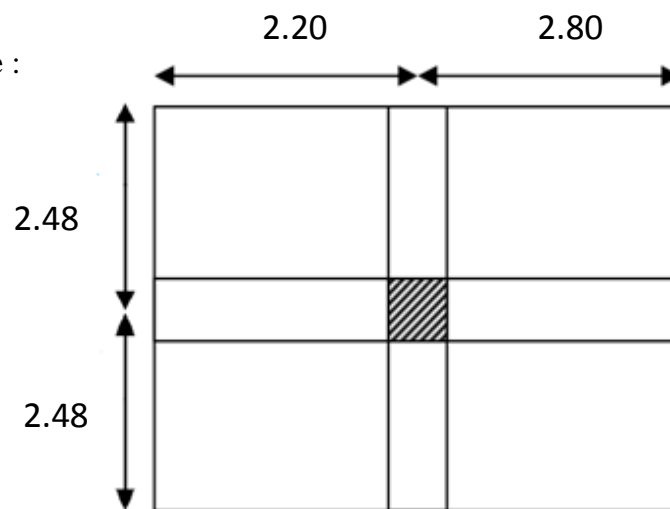


Fig. II.11. Dimension du poteau central.

$$S_G = (2.30+2.30)*(2.00+2.60) = 21.16 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (2.30+2.30+0.35)*(2.00+2.60+0.40) = 24.75 \text{ m}^2$$

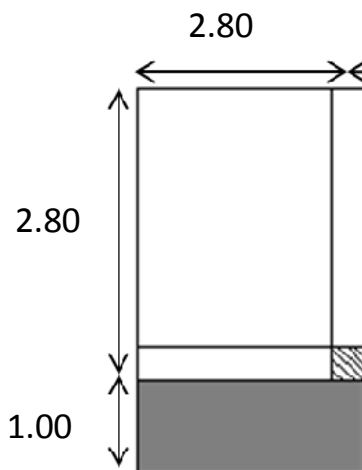
Niveau	Elément	G (N)
terrasse	-Planche terrasse : $21.16*5590$	118284.4
1-1	-poutre principale : $(2.00+2.60)*0.40*0.35*25000$	18400
	-poutre secondaire : $(2.30+2.30)*0.30*0.35*25000$	12075
4 ^{EME}	-venant 1-1	148759.4
2-2	-poteau : $0.35*0.40*25000*3.06$	10710
	-Mur intérieur : $(2.00+2.60)*1690$	7774
	-planche courant : $21.16*5100$	106916
	-poutre principale :	18400
	-poutre secondaire :	12075

3 ^{EME} 3-3	-venant2-2 -poteau : -Mur intérieur : -planche courant : -poutre principale : -poutre secondaire :	304634.4 10710 7774 106916 18400 12075
2 ^{EME} 4-4	-venant3-3 -poteau : -Mur interieur : -planche courant : -poutre principale : -poutre secondaire :	460509.4 10710 7774 106916 18400 12075
1 ^{ER} 5-5	-venant4-4 -poteau : -Mur intérieur : -planche courant : -poutre principale : -poutre secondaire :	616384.4 10710 7774 106916 18400 12075
RDC 6-6	-venant5-5 -poteau : -Mur intérieur : -planche courant : -poutre principale : -poutre secondaire :	772259.4 10710 7774 106916 18400 12075

TabII.10: charger permanent du poteau central

Charge permanent G= 772259.4 N

Poteau du rive



FigII.12 : dimension du poteau de rive

$$S_G = 3.60 * 2.75 = 9.90 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (2.40)*(2.4+0.80) = 7.68 \text{ m}^2$$

Niveau	Elément	G (N)
terrasse 1-1	-Planche terrasse : 9.90*5590 -poutre principale : 2.40*0.40*0.35*25000 -poutre secondaire : 2.40*0.35*0.30*25000 -acrotère : (2.40+0.35+3.60)*1712.5	55341 8400 6300 10874.37
4 ^{EME} 2-2	-venant1-1 -poteau : 0.35*0.40*25000*3.06 -poutre principale : -poutre secondaire -plancher courant : 7.54*5100 -mur extérieur : 6.35*2795	80915.37 10404 8400 6300 38454 17748.25
3 ^{EME} 3-3	-venant2-2 -poteau : -poutre principale : -poutre secondaire -plancher courant : -mur extérieur :	162221.62 10404 8400 6300 38545 17748.25
2 ^{EME} 4-4	-venant3-3 -poteau : -poutre principale : -poutre secondaire -plancher courant : -mur extérieur :	243618.87 10404 8400 6300 38545 17748.25
1 ^{ER} 5-5	-venant4-4 -poteau : -poutre principale : -poutre secondaire -plancher courant : -mur extérieur :	325016.12 10404 8400 6300 38545 17748.25
RDC 6-6	-venant5-5 -poteau : -poutre principale : -poutre secondaire -plancher courant : -mur extérieur :	406413.37 10404 8400 6300 38545 17748.25

TabII.11 : charger permanent du poteau de rive

Charge permanent G= 487810.62N

II.2.7.1.2 Charges d’exploitation :

Loi de dégression (D.T.R.B.C article 63) :

La loi de dégression des charges s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme

indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), et dans le cas de notre bâtiment, on a (04) niveaux.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 % jusqu'à 0,5Q...Q : Charge d'exploitation.

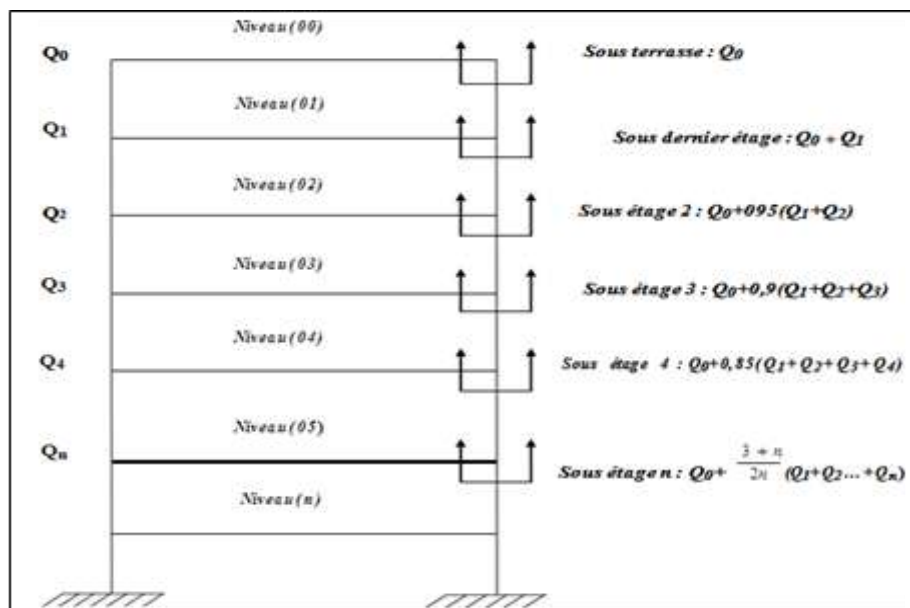
Loi de dégression appliquée pour les bâtiments à usage de bureaux :

$$Q_0 + \frac{3i+i}{2i} \times \sum(Q_1+Q_2+\dots+Q_n) \text{ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 »}$$

Avec : i: Nombre d'étage.

Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,....., Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.



FigureII.13 : La dégression des charges

Charges d'exploitation (Poteau centrale)

Niv	Q	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q0	Σ0=Q0	24.75
P4	Q1	Σ1=Q0+Q1	61.87
P3	Q2	Σ2=Q0+Q1+Q2	98.99
P2	Q3	Σ3=Q0+ Q1+Q2+Q3	136.11
P1	Q4	Σ4=Q0+ Q1+Q2+Q3+Q4	173.23

P0	Q5	$\sum 5=Q0+Q1+Q2+Q3+Q4+Q5$	210.35
----	----	----------------------------	--------

TabII.12 : charger d’exploitation du poteau centrale

Effort normal de résistance :

- ✓ $Nu=1.35G+1.5Q$
- ✓ $Nu^*=Nu+10\% Nu=1.1Nu$

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :

$$Nu = 1.35*(772259.4)+1.5*(210350) = 1358075.19N = 1358.08 KN$$

$$Nu^* = 1.1 * 1358.08= 1493.88 KN$$

Charges d’exploitation (Poteau du rive)

Niv	Q	\sum surcharge	\sum surcharge (kN/m2)
T	Q0	$\sum 0=Q0$	7.68
P5	Q1	$\sum 1=Q0+Q1$	19.20
P4	Q2	$\sum 2=Q0+Q1+Q2$	30.72
P3	Q3	$\sum 3=Q0+Q1+Q2+Q3$	42.24
P2	Q4	$\sum 4=Q0+Q1+Q2+Q3+Q4$	53.76
P1	Q5	$\sum 5=Q0+Q1+Q2+Q3+Q4+Q5$	65.28
P0	Q6	$\sum 6=Q0+Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6$	76.80

TabII.13 : charger d’exploitation du poteau de rive

Effort normal de résistance :

- ✓ $Nu=1.35G+1.5Q$
- ✓ $Nu^*=Nu+10\% Nu=1.1Nu$

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :

$$Nu = 1.35*(487810.62) + 1.5*(76800) = 773744.33 N = 773.74 KN$$

$$Nu^* = 1.1 * 773.74 = 851.11KN$$

II.2.7.2 Verification pour la poteau

Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicite :

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins a les poteaux de rives dans les cas bâtiments comportant au moins trois traves

$$Nu^* = 1.1 * 1358.08= 1493.88 KN$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu^*}{B} \leq 0.6 fc28 \quad \text{Avec B : section du béton}$$

$$B \geq \frac{Nu^*}{0.6 \times fc28}$$

$$B \geq \frac{1493.88 \times 0.001}{0.6 \times 25} = 0.10 m^2$$

$$\text{On a } B = 0.4 \times 0.35 = 0.14 m^2$$

$B = 0.14 > 0.10 m^2$ condition vérifier

Verification au flambement :

D’apres la (CBA93) on doit faire la verification suivants :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br.Fc28}{0,9\gamma_b} + \frac{AF_e}{\gamma_s} \right] \text{ avec } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} ; \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2} = 0,708.$$

Nu : l'effort normal agissant ultime

Br : section réduite du poteau (en cm²).

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

fc28 : résistance à la compression de béton.

fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

γ_b = 1,5 coefficient de sécurité du béton .

γ_s = 1,15 coefficient de sécurité de l'acier

α : coefficient dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

On calcul l'élançement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} l_f : \text{longueur de flambement} \\ l_o : \text{hauteur libre du poteau} \end{array} \right.$$

$$l_o = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m}$$

$$i : \text{rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I : \text{moment d' inertie : } I = \frac{bh^3}{12}$$

$$l_f = 0.7 * l_o = 0.7 * 2.66 = 1.86 \text{ m}$$

$$B = 0.35 * 0.40 = 0.14 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.35 * 0.4^2}{12} = 0.0046 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0046}{0.12}} = 0.19$$

$$\lambda = \frac{1.86}{0.19} = 9.78 < 50 \quad \dots\dots\dots \text{Condition verifier}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{9.78}{35} \right)^2} = 0.83$$

D'apre le BAEL91 on doit vérifier

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br.Fc28}{0,9\gamma_b} + \frac{AF_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\text{Avec : } \gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15$$

$$Br : \text{section réduit de poteau : } [Br = (b-2) * (h-2)]$$

$$Br = (35-2) \times (40-2) = 0.1254 \text{ m}^2$$

A : section d'acier comprimé : zone annaba I = 0.15

$$1493.88 \times 10^{-3} \leq 0.82 \left[\frac{0.1254 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.15 \times 400}{100 \times 1.15} \right]$$

$$1.49 \text{ m}^2 \leq 2.32 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Donc le poteau ne risque pas de flambement

Verification vis-à-vis du RPA 99 V 2003

- ♦ $b = 20 \text{ cm.} \rightarrow b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $h = 30 \text{ cm.} \rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $h/b = 4 \rightarrow h/b = 1.14 \leq 4$ vérifie.

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 condition suivante :

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

Alors la section de poteau le plus sollicité :

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

Poteaux le plus sollicité :

Poteaux (cm²)	N_d (kN) G + Q	F_{c28} (kN/cm²)	B_c (choisie) cm²	N_d/B_c·F_{c28}	N_d/B_c·F_{c28} ≤ 0,3
(40×35)	958.12	2.5	1400	0.27	Condition vérifiée

Tab II-14: 2^{ème} Vérification selon le RPA99/version 2003 des dimensions des poteaux.

II.3. Conclusion :

Les résultats obtenus dans ce chapitre seront utilisé dans les prochains chapitres comme le calcul de ferrailage des éléments et l'étude sismique donc ce chapitre est une liaison entre la conception de la structure et son analyse.

Chapitre III

Etude Des éléments
Secondaires

III.1 Calcul des planchers :

III.1.1 Définition :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ce type de planchers est utilisés généralement dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de corps creux et de poutrelles assemblées à l'hourdis, l'entraxe entre deux nervures est imposé par le corps creux utilisé, le plancher joue le rôle :

1- de résistance : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

2- d'isolation : le plancher isole thermiquement et acoustiquement les étages.

$b_0 = (8 \text{ à } 14) \text{ cm}$: généralement $b_0=10\text{cm}$.

$b = b_0 + l_n \iff b = 10+55$

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

III.1.2 Méthode de calcul :

-les planchers à corps creux sont toujours supposés à surcharges modérer, le principe de calcul reste le même à celui des poutres car le corps creux n'interviens pas dans la résistance de l'ouvrage.

➤ **Méthode forfaitaire**

Conditions d'application :

C1/- $Q \leq \max\{2G, 5000 \text{ N/m}^2\}$

- Q (plancher terrasse) = $1\text{KN/m}^2 = 1000 \text{ N/ m}^2$

- G (plancher terrasse) = $5,59 \text{ KN/m}^2 = 5590 \text{ N/m}^2$

- Q (plancher étage courant) = $1,5 \text{ KN/m}^2 = 1500\text{N/m}^2$

- G (plancher étage courant) = $5,10 \text{ KN/m}^2 = 5100\text{N/m}^2$

a/ plancher terrasse : $Q = 1000\text{N/m}^2 < 2G = 11180 \text{ N/m}^2$

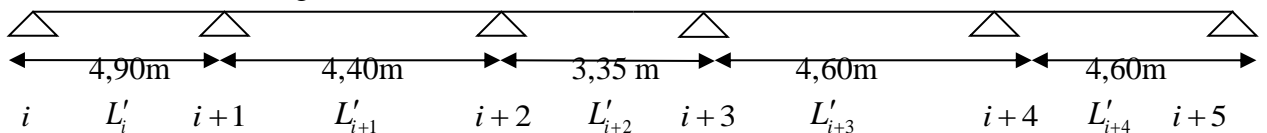
b/ plancher étage courant : $Q = 1500\text{N/m}^2 < 2G = 10200\text{N/m}^2$

- donc la première condition est vérifiée.

C2/- les moments d'inertie des réactions transversales sont les mêmes dans les différentes travées (même poutres et même plancher). (Vérifiée)

C3/- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1.25 : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$.

Plancher terrasse et étages courants:



➤ $\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,90}{4,40} = 1,11$

➤ $\frac{L'_{i+1}}{L'_{i+2}} = \frac{4,40}{3,35} = 1,30$

➤ $\frac{L'_{i+2}}{L'_{i+3}} = \frac{3,35}{4,60} = 0,75$

$$\checkmark \frac{L'_{i+3}}{L'_{i+4}} = \frac{4,60}{4,60} = 1$$

Donc tous les rapports sont compris entre 0.8 et 1.25 (vérifiée).

C4-la fissuration est peu préjudiciable.

- les quatre conditions sont vérifiées donc on utilise la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers.

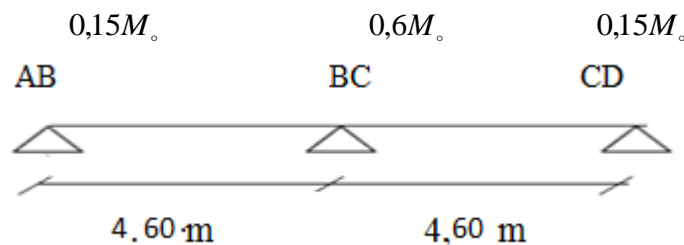
- Application de la méthode :

$$\checkmark \text{ On calcule le rapport } \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

✓ Pour chaque travée supportant une charge uniforme on calcule le moment max dans la travée isostatique de comparaison ($M_0 = \frac{qL^2}{8}$)

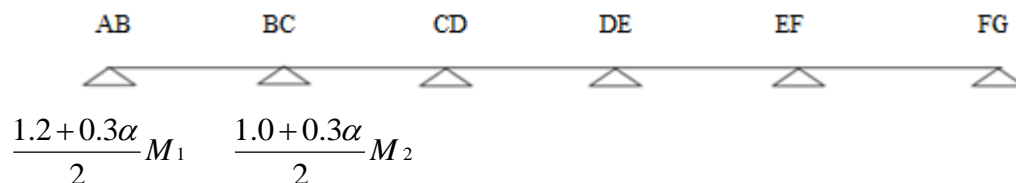
✓ On calcule le moment sur l'appui gauche (M_w) et le moment de droite (M_e) de chaque travée :

- cas de deux travées :



- cas de plusieurs travées :

$$M_1 = 0,15M_0 \quad M_2 = 0,5M_0 \quad M_3 = 0,4M_0$$



- avec M_0 le moment isostatique le plus grand entre deux travées encadrant l'appui considéré.

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

$$1) M_t \geq \max \{ 1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2) M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (dans une travée de rive)}$$

$$3) M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (dans une travée intermédiaire)}$$

-Détermination de l'effort tranchant :

Sur une travée le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses a de l'appui gauche et b de l'appui droit avec $L = a + b$.

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

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

Les Types de poutrelles (Terrassé) :

Type	schéma
Type 01	
Type 02	

Les Types de poutrelles (étage courant) :

Type	schéma
Typ 01	
Type 02	

planchers terrasse :

A/Cas de Type 01 :

$G = 5,59 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

Donc $G = 0.65 \times 5,59 \Rightarrow G = 3,63 \text{ KN / ml}$

$Q = 0.65 \times 1,00 \Rightarrow Q = 0.65 \text{ KN / ml}$

-Combinaison des charges :

- À l'ELU : $q_v = 1.35G + 1.5Q$

$q_v = 1.35(3,63) + 1.5 (0.65)$

$q_v = 5,88 \text{ KN/ml}$

- À l'ELS : $q_s = G + Q$

$q_s = 3,63 + 0.65$

$q_s = 4,28 \text{ KN/ml}$

➤ **planchers de l'étage courant :**

B/ Cas de Type 01 :

$G = 5,10 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Donc $G = 0.65 \times 5,10 \Rightarrow G = 3,31 \text{ KN / ml}$

$Q = 0.65 \times 1,5 \Rightarrow Q = 0.97 \text{ KN / ml}$

- Combinaison des charges :

- À l'ELU : $q_v = 1.35G + 1.5Q$

$q_v = 1.35(3,31) + 1.5(0.97)$

$q_v = 5,92 \text{ KN/ml}$

- À l'ELS : $q_s = G + Q$

$q_s = 3,31 + 0.97$

$q_s = 4,28 \text{ KN/ml}$

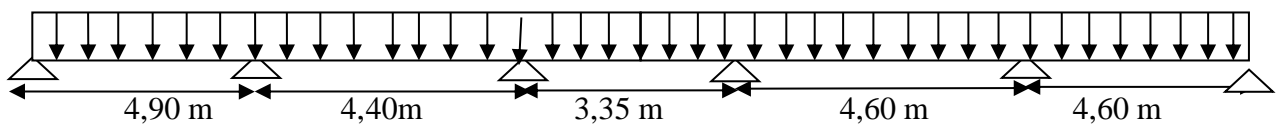
Donc on calcule d'après les combinaisons des charges **de plancher terrasse.**

➤ **Calcul de α**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{5,59 + 1} = 0,15$$

III.1.3 Calcul des sollicitations :

À l'ELU :



Le moment isostatique de la 1^{ère} travée :

❖ $M_{o1} = \frac{qL^2}{8} \Rightarrow M_{o1} = \frac{5,51(4,90)^2}{8} \Rightarrow M_{o1} = 16,53 \text{ KN.m}$

-le moment sur l'appui 1:

Moment de gauche :

$M_{w1} = 0.15 \times 0$

$M_{w1} = 0 \text{ KN.m}$ (appui de rive)

Moment de droite

$M_{e1} = 0.15 \times M_0$

$M_{e1} = 0,15 \times 16,53$

$M_{e1} = 2,48 \text{ KN.m}$

-Le Moment M_t sur le travée 1:

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

$$\begin{cases} 1- M_t \geq \max \{ 1.05M_o, (1 + 0.3\alpha)M_o \} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ 2- M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_o \text{ (dans une travée de rive)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1- M_t \geq \max \{ 1.05 \times 16.53(1 + 0.3 \times 0,15)16.53 \} - \frac{1,34 + 4,79}{2} = 6,99 \text{ KN.m} \\ 2- M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0,15}{2} \times 9,58 = 5,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc $M_{t12} = \max \{ 6,99 ; 5,96 \} \Rightarrow M_{t12} = 6,99 \text{ KN.m}$

Le moment isostatique de la 2^{ème} travée :

$$M_{o2} = \frac{qL^2}{8} \Rightarrow M_{o2} = \frac{5,51(4,65)^2}{8} \Rightarrow M_{o2} = 14,89 \text{ KN.m}$$

le moment sur l'appui 2:

Moment de gauche :

$$M_{w2} = 0.5 \times M_{o1}$$

$$M_{w2} = 0.5 \times 9,58$$

$$M_{w2} = 4,79 \text{ KN.m}$$

Moment de droite :

$$M_{e2} = 0.5 \times M_{o2}$$

$$M_{e2} = 0,5 \times 14,89$$

$$M_{e2} = 7,44 \text{ KN.m}$$

Le Moment M_t sur le travée 2:

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

$$\begin{cases} 1- M_t \geq \max \{ 1.05 \times 14,89, (1 + 0.3 \times 0,15)14,89 \} - \frac{4,79 + 7,44}{2} = 9,51 \text{ KN.m} \\ 2- M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0,15}{2} \times 14,89 = 7,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc $M_{t12} = \max \{ 9,51 ; 7,78 \}$

$M_{t12} = 9,51 \text{ KN.m}$

Le moment isostatique de la 3^{ème} travée :

$$M_{o3} = \frac{qL^2}{8} \Rightarrow M_{o3} = \frac{5,51(3,30)^2}{8} \Rightarrow M_{o3} = 7,50 \text{ KN.m}$$

Le moment sur l'appui 3:

Moment de gauche :

$$M_{w3} = 0.4 \times M_{o2}$$

$$M_{w3} = 0.4 \times 14,89$$

$$M_{w3} = 5,95 \text{ KN.m}$$

Moment de droite :

$$M_{e3} = 0.4 \times M_{03}$$

$$M_{e3} = 0,4 \times 7,50$$

$$M_{e3} = 3,00 \text{ KN.m}$$

Le moment M_t sur le travée 3:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- M_t \geq \max \{ 1.05 \times 7,50, (1 + 0.3 \times 0,15) \times 7,50 \} - \frac{5,95 + 3,00}{2} = 3,40 \text{ KN.m} \\ 2- M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0,15}{2} \times 7,50 = 3,91 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc $M_{t23} = \max \{ 3,40 ; 3,91 \}$

$$M_{t23} = 3,91 \text{ KN.m}$$

le moment sur l'appui 4:

Moment de gauche :

$$M_{w4} = 0.4 \times M_{03}$$

$$M_{w4} = 0,4 \times 7,50$$

$$M_{w4} = 3,00 \text{ KN.m}$$

Moment de droite

$$M_{e4} = 0.4 \times M_{04}$$

$$M_{e4} = 0,4 \times 7,50$$

$$M_{e4} = 3,00 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant:

❖ travée AB:

$$M_w = 4,79 \text{ KNm}, M_e = 1,34 \text{ KNm}, M_{t1} = 9,38 \text{ KNm}, l_1 = 3,73 \text{ m}$$

$$a_1 = l_1 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_{t1}}{M_w + M_{t1}}}} = 3,73 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,34 + 9,38}{4,79 + 9,38}}} \Rightarrow a_1 = 2,12 \text{ m}$$

$$b_1 = l_1 - a_1 = 3,73 - 2,12 \Rightarrow b_1 = 1,61 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_{t1}}{a_1} = -2 \times \frac{4,79 + 9,38}{2,12} \Rightarrow V_w = -13,36 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \frac{M_e + M_{t1}}{b_1} = 2 \times \frac{1,34 + 9,38}{1,61} \Rightarrow V_e = 13,31 \text{ KN}$$

❖ travée BC:

$$M_w = 4,79 \text{ KNm}, M_e = 7,44 \text{ KNm}, M_{t2} = 9,51 \text{ KNm}, l_2 = 4,65$$

$$a_2 = l_2 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Me + M_{t2}}{M_w + M_{t2}}}} = 4,65 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{7,44 + 9,51}{4,79 + 9,51}}} \Rightarrow a_2 = 2,22m$$

$$b_2 = l_2 - a_2 = 4,65 - 2,22 \Rightarrow b_2 = 2,43m$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_{t2}}{a_2} = -2 \times \frac{4,79 + 9,51}{2,22} \Rightarrow V_w = -12,88KN$$

$$V_e = 2 \frac{Me + M_{t2}}{b_2} = 2 \times \frac{7,44 + 9,51}{2,43} \Rightarrow V_e = 13,95 KN$$

❖ travée CD :

$$M_w = 5,95 KNm, M_e = 3,00 KNm, M_{t3} = 3,91 KNm, l_3 = 3,30m$$

$$a_3 = l_3 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Me + M_{t3}}{M_w + M_{t3}}}} = 3,30 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3,00 + 3,91}{5,95 + 3,91}}} \Rightarrow a_3 = 1,80m$$

$$b_3 = l_3 - a_3 = 3,30 - 1,80 \Rightarrow b_3 = 1,50m$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_{t3}}{a_3} = -2 \times \frac{5,95 + 3,91}{1,80} \Rightarrow V_w = -10,95KN$$

$$V_e = 2 \frac{Me + M_{t3}}{b_3} = 2 \times \frac{3,00 + 3,91}{1,50} \Rightarrow V_e = 9,21KN$$

On a une symétrie dans notre portée donc :

travée	A	B	C	D	E
L (m)	3,73	4,65	3,30	4,65	3,73
M_w (KN.m)	4,79	4,79	5,95	4,79	4,79
M_e (KN.m)	1,34	7,44	3,00	7,44	1,34
M_t (KN.m)	9,38	9,51	3,91	9,51	9,38
a (m)	2,12	2,22	1,80	2,22	2,12
b (m)	1,61	2,43	1,50	2,43	1,61
V_w (KN)	-13,36	-12,88	-10,95	-12,88	-13,36
V_e (KN)	13,31	13,95	9,21	13,95	13,31

Tab. III.1: Valeurs des sollicitations à l'E.L.U (calcul des dalles)

Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants:

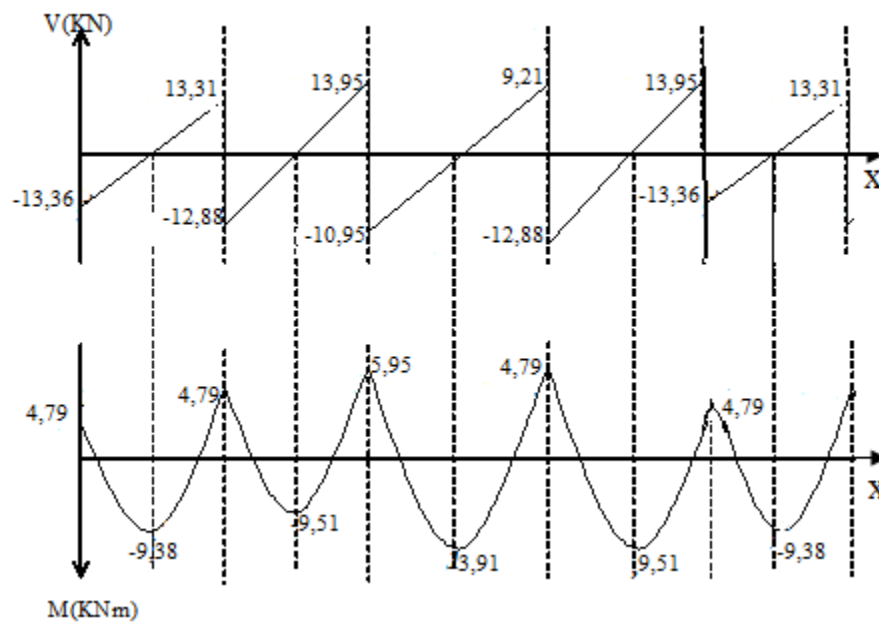


Fig. III.1 : diagramme des sollicitations à l'ELU

À l'ELS :

- Le moment isostatique de la 1^{ère} travée :

$$M_{o1} = \frac{qL^2}{8} \Rightarrow M_{o1} = \frac{4,28(3,73)^2}{8} \Rightarrow M_{o1} = 7,44 \text{ KN.m}$$

-le moment sur l'appui 1:

Moment de gauche :

$$M_{w1} = 0,15 \times 0$$

$$M_{w1} = 0 \text{ KN.m (appui de rive)}$$

Moment de droite

$$M_{e1} = 0,15 \times M_0$$

$$M_{e1} = 0,15 \times 7,44$$

$$M_{e1} = 1,11 \text{ KN.m}$$

-Le Moment M_t sur le travée 1:

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

$$\begin{cases} 1- M_t \geq \max \{ 1,05M_o, (1 + 0,3\alpha)M_o \} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ 2- M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_o \text{ (dans une travée de rive)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1- M_t \geq \max \{ 1,05 \times 7,44, (1 + 0,3 \times 0,15) \times 7,44 \} - \frac{1,11 + 3,72}{2} = 5,39 \text{ KN.m} \\ 2- M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,15}{2} \times 7,44 = 4,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Donc } M_{t12} = \max \{ 4,63, 5,39 \}$$

$$M_{t1} = 5,39 \text{ KN.m}$$

- Le moment isostatique de la 2^{ème} travée :

$$M_{02} = \frac{qL^2}{8} \Rightarrow M_{02} = \frac{4,28(4,65)^2}{8} \Rightarrow M_{02} = 11,56 \text{ KN.m}$$

-le moment sur l'appui 2:

Moment de gauche :

$$M_{w2} = 0,5 \times M_{01}$$

$$M_{w2} = 0,5 \times 7,44$$

$$M_{w2} = 3,72 \text{ KN.m}$$

Moment de droite

$$M_{e2} = 0,5 \times M_{02}$$

$$M_{e2} = 0,5 \times 11,56$$

$$M_{e2} = 5,78 \text{ KN.m}$$

-Le Moment M_t sur le travée 2:

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

$$\begin{cases} 1- M_t \geq \max \{ 1,05 \times 11,56, (1 + 0,3 \times 0,15) \times 11,56 \} - \frac{3,72 + 5,78}{2} = 7,33 \text{ KN.m} \\ 2- M_t \geq \frac{1 + 0,3 \times 0,15}{2} \times 11,56 = 6,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc $M_{t12} = \max \{ 7,33 ; 6,04 \}$

$$M_{t12} = 7,33 \text{ KN.m}$$

Le moment isostatique de la 3^{ème} travée :

$$M_{03} = \frac{qL^2}{8} \Rightarrow M_{03} = \frac{4,28.(3,30)^2}{8} \Rightarrow M_{03} = 5,82 \text{ KN.m}$$

-le moment sur l'appui 3:

Moment de gauche :

$$M_{w3} = 0,4 \times M_{02}$$

$$M_{w3} = 0,4 \times 11,56$$

$$M_{w3} = 4,62 \text{ KN.m}$$

Moment de droite

$$M_{e3} = 0,4 \times M_{03}$$

$$M_{e3} = 0,4 \times 5,82$$

$$M_{e3} = 2,32 \text{ KN.m}$$

-Le Moment M_t sur le travée 3:

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

$$\begin{cases} 1- M_t \geq \max \{ 1,05 \times 5,82, (1 + 0,3 \times 0,15) \times 5,82 \} - \frac{2,32 \times 4,62}{2} = 2,64 \text{ KN.m} \\ 2- M_t \geq \frac{1 + 0,3 \times 0,15}{2} \times 5,82 = 3,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc $M_{t3} = \max \{ 3,04 ; 2,64 \}$

$$M_{t3} = 3,04 \text{ KN.m}$$

-le moment sur l'appui 4:

Moment de gauche :

$$M_{w4} = 0,4 \times M_{03}$$

$$M_{w4} = 0,4 \times 5,82$$

$$M_{w4} = 2,32 \text{ KN.m}$$

Moment de droite

$$M_{e4} = 0.4 \times M_{04}$$

$$M_{e4} = 0,4 \times 11,56$$

$$M_{e4} = 4,62 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant:

- travée AB: $M_w = 3,72, \text{KNm}$, $M_e = 1,11 \text{KNm}$, $M_{t1} = 5,39 \text{KNm}$, $l_1 = 3,73 \text{m}$

$$a_1 = l_1 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_{t1}}{M_w + M_{t1}}}} = 3,73 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,11 + 5,39}{3,72 + 5,39}}} \Rightarrow a_1 = 2,02 \text{m}$$

$$b_1 = l_1 - a_1 = 3,73 - 2,02 \Rightarrow b_1 = 1,71 \text{m}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_{t1}}{a_1} = -2 \times \frac{3,72 + 5,39}{2,02} \Rightarrow V_w = -9,01 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \frac{M_e + M_{t1}}{b_1} = 2 \times \frac{1,11 + 5,39}{1,71} \Rightarrow V_e = 7,60 \text{KN}$$

- travée BC: $M_w = 4,62 \text{KNm}$, $M_e = 5,28 \text{KNm}$, $M_{t2} = 7,33 \text{KNm}$, $l_2 = 4,65 \text{m}$

$$a_2 = l_2 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_{t2}}{M_w + M_{t2}}}} = 4,65 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5,28 + 7,33}{4,62 + 7,33}}} \Rightarrow a_2 = 2,30 \text{m}$$

$$b_2 = l_2 - a_2 = 4,65 - 2,30 \Rightarrow b_2 = 2,32 \text{m}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_{t2}}{a_2} = -2 \times \frac{4,62 + 7,33}{2,30} \Rightarrow V_w = -10,39 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \frac{M_e + M_{t2}}{b_2} = 2 \times \frac{5,28 + 7,33}{2,32} \Rightarrow V_e = 10,87 \text{KN}$$

- travée CD: $M_w = 2,32 \text{KNm}$, $M_e = 2,32 \text{KNm}$, $M_{t3} = 3,04 \text{KNm}$, $l_3 = 3,30 \text{m}$

$$a_3 = l_3 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_{t3}}{M_w + M_{t3}}}} = 3,30 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2,32 + 3,04}{2,32 + 3,04}}} \Rightarrow a_3 = 1,65 \text{m}$$

$$b_3 = l_3 - a_3 = 3,30 - 1,65 \Rightarrow b_3 = 1,65 \text{m}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_{t3}}{a_3} = -2 \times \frac{2,32 + 3,04}{1,65} \Rightarrow V_w = -6,49 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \frac{M_e + M_{t3}}{b_3} = 2 \times \frac{2,32 + 3,04}{1,65} \Rightarrow V_e = 6,49 \text{KN}$$

On a une symétrie dans notre portée donc :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L (m)	3,73	4,65	3,30	4,65	3,73
M_w (KNm)	3,72	4,62	2,32	4,62	3,72
M_e (KNm)	1,11	5,78	2,32	5,78	1,11
M_t (KNm)	5,39	7,33	3,04	7,33	5,39
a (m)	2,02	2,30	1,65	2,30	2,02
b (m)	1,71	2,32	1,65	2,32	1,71

V_w (KN)	-9,01	-10,39	-6,49	-10,39	-9,01
V_e (KN)	7,60	10,80	6,49	10,80	7,60

Tab. III.2 : Valeurs des sollicitations à l'E.L.U (calcul des dalles)

Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

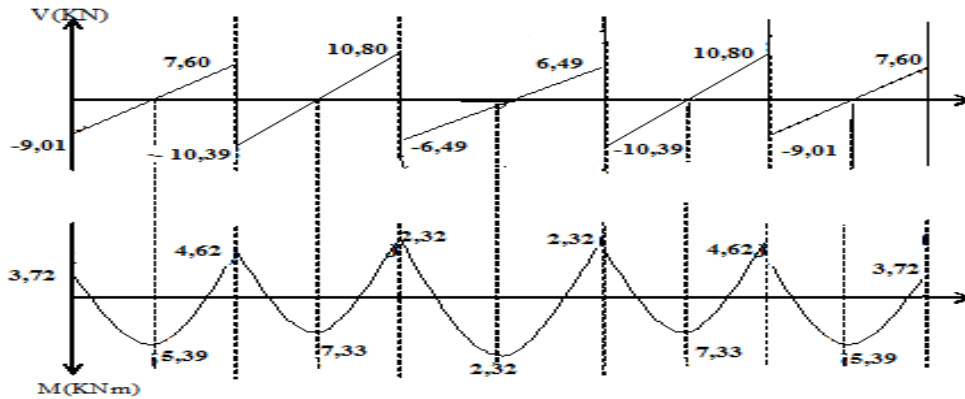


Fig. III.2 : diagramme des sollicitations à l'E L S

III.1.4 Les Tableaux De résultats :

ELU :

Terrasse :

ELU									
Type	Travée	L(m)	Mou (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
Type 01	A-B	3,73	9,58	0	5,74	5,94	10,27	11,81	-11,81
	B-C	4,65	14,89	8,93	0	9,23	12,81	10,88	-10,88

Tab. III.3 : différentes sollicitations par la poutrelle de Terrasse a deux travées (ELU)

Etage courant :

ELU									
Type	Travée	L(m)	Mou (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
Type 01	A-B	3,73	10,29	1,54	5,14	6,38	11,04	12,01	-12,00
	B-C	4,65	16,00	8,00	6,40	9,92	13,76	13,41	-13,41
	C-D	3,3	8,05	3,22	3,22	4,99	9,76	9,76	-9,76
	D-E	4,65	16,00	6,40	8,00	9,92	13,74	14,10	-14,10
	E-F	3,73	10,29	5,14	1,54	6,38	11,04	10,07	-10,07
Type 02	A-B	3,73	10,29	0	6,17	6,32	11,04	12,69	-12,69
	B-C	4,65	16,00	9,60	0	9,92	13,76	11,69	-11,69

Tab. III.4 : différentes sollicitations par la poutrelle de Etage courant a deux travées (ELU)

ELS :

Terrasse :

ELS									
Type	Travée	L(m)	Mou (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
01	A-B	3,73	7,44	0	4,46	4,61	7,98	9,17	-9,17
	B-C	4,65	11,56	6,94	0	7,17	9,95	8,45	-8,45

Tab. III.5 : différentes sollicitations par la poutrelle de Terrasse a deux travées (ELS)

Etage courant :

ELS									
Type	Travée	L(m)	Mou (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
1	A-B	3,73	7,44	1,11	3,72	4,61	7,98	8,68	-8,68
	B-C	4,65	11,56	5,78	4,62	7,17	9,95	9,70	-9,70
	C-D	3,3	5,82	2,33	2,33	3,61	7,06	7,06	-7,06
	D-E	4,65	11,56	4,62	5,784	7,17	9,95	10,19	-10,19
	E-F	3,73	7,44	3,72	1,11	4,61	7,98	7,28	-7,28
02	A-B	3,73	7,44	0	4,46	4,61	7,98	9,17	-9,17
	B-C	4,65	11,56	6,94	0	7,17	9,95	8,45	-8,45

Tab.III.6: diffrentes sollicitations par la poutrelle de Etage courant a deux travees (ELS)

III.1.5 Ferraillage de plancher :

Soit : $h_0 = 4\text{cm}$ et $d = 18\text{ cm}$ $b = 65\text{ cm}$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18}; \alpha_0 = 0,22 \Rightarrow 0,167 \leq \alpha_0 \leq 0,259$$

$$\Rightarrow \mu_0 = 1,14 \alpha_0 - 0,57 \alpha_0^2 - 0,07 \Rightarrow \mu_0 = 0,153$$

On calcule le moment capable de la table :

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{bc} = 0,153 \times 0,65 \times 0,18^2 \times 14,16 \times 10^3 \Rightarrow M_t = 45,62 \text{KN.m}$$

$$M_{ut} = 9,92 \text{KN.m}$$

$M_{ut} = 9,92 \text{KN.m} < M_t = 45,62 \text{KN.m}$ ----- l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table b.

-En travée :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,92 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,16} \Rightarrow \mu = 0,033$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{9,92}{7,17} = 1,38$$

$$\mu_{lim} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,292$$

$$\mu = 0,033 < \mu_{lim} = 0,262 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033}) \Rightarrow \alpha_u = 0,041$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha_u bd f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,041 \times 65 \times 18 \times 14,16}{347,8} \Rightarrow A_s = 1,56 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{65 \times 18}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right\} \Rightarrow A_{min} \geq 1,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min}, \text{ on prend } A_s = 1,56 \text{ cm}^2,$$

❖ donc on adopte 4T8 de section $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

En appui :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,60 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,16} \Rightarrow \mu = 0,033$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{9,60}{6,94} = 1,38$$

$$\mu_{lim} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,292$$

$$\mu = 0,033 < \mu_{lim} = 0,262 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033}) \Rightarrow \alpha_u = 0,041$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha_u bd f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,041 \times 65 \times 18 \times 14,16}{347,8} \Rightarrow A_s = 1,56 \text{ cm}^2$$

-Condition de non-fragilité:

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{65 \times 18}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right\} \Rightarrow A_{min} \geq 1,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \text{ On prend } A_s = 1,56 \text{ cm}^2,$$

❖ Donc on adopte 4T8 de section $A_s = 1,56 \text{ cm}^2$

Armature transversale :-

$$A_s = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On adopte 2 ϕ 8 avec $A_s = 1,01 \text{ cm}^2$

Donc la section d'armatures transversale est $A_s = 2,02 \text{ cm}^2$

Espacement: d'après RPA99/V2003, Article (7.5.2.2)

$$\text{- dans les zones nodales } S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\} \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm},$$

- en dehors de la zone nodale $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 10cm$

Vérification :

-À l'ELS :

-fissuration peu préjudiciable.

$$-\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,92}{7,17} = 1,38, \text{ (en travée).}$$

$$\gamma = \frac{9,60}{6,94} = 1,38, \text{ (en appui).}$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha_{travée} = 0,041 \text{ et } \alpha_{appui} = 0,041$$

Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

-Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{13,95 \times 10^{-3}}{0,18 \times 0,65} = 0,119MPa < \bar{\tau} = 3,33MPa, \text{ vérifiée.}$$

-Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{l} = \frac{0,2}{4,65} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{ condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc il faut calculer la flèche.

-Evaluation des charges :

p : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (p = 4,28kN/ml).

g : l'ensemble des charges permanentes (g = 3,31kN/ml).

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtements.

- Position de l'axe neutre :

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b d A_s}{7,5 A_s^2}} - 1 \right)$$

$$Y = \frac{15 \times 2,01}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 2,01}{7,5 \times 2,01^2}} - 1 \right) = 3,64 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie de la section total par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b.Y^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2. \quad \text{Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :}$$

	En travé	En appuis
I(cm ⁴)	7262,16	5818,70

Calcul des sollicitations :

$$M_p = \frac{Pl^2}{8} = 11,56KN.m ; \quad M_g = \frac{gl^2}{8} = 8,94KN.m$$

- Calcul des contraintes :

$$K^t = \frac{M_p}{I} = \frac{11,56 \times 10^3}{7262,16} = 1,59$$

$$K'' = \frac{M_g}{I} = \frac{8,94 \times 10^3}{7262,16} = 1,23$$

$$\sigma_{bcP} = K' \cdot y = 1,59 \times 3,64 = 5,78 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifié}$$

$$\sigma_{bcg} = K'' \cdot y = 1,23 \times 3,64 = 4,47 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifié}$$

$$\sigma_{sg} = 15K'' (d - y) \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times 1,23 \times (18 - 3,64) \Rightarrow \sigma_{sg} = 264,49 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \text{vérifié}$$

$$\sigma_{sP} = 15K'(d - y) \Rightarrow \sigma_{sP} = 15 \times 1,59 \times (18 - 3,64) \Rightarrow \sigma_{sP} = 342,48 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \text{non vérifié}$$

$$\sigma_{sj} = 0 \text{ Mpa}$$

Les contraintes ne vérifient pas donc on doit vérifier la flèche par :

✓ **Calcul de λ_i et λ_v :**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2,01}{10 \times 18} = 0,011 ;$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,011 \times 2,46} = 3,88 ; \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,55 ;$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 264,49 + 2,1} = 0,26 ;$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sP} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 342,48 + 2,1} = 0,21 ;$$

✓ **L'inertie de la section totale homogène :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 = \frac{65 \times (20)^3}{12} + 15 \times 2,01 \times \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \Rightarrow I_0 = 45262,92 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des inerties fissurées :**

$$I_{fgi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 45262,92}{1 + 3,88 \times 0,26} = 22843,95 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 45262,92}{1 + 3,88 \times 0,21} = 27435,09 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \times 45262,92}{1 + 1,55 \times 0,26} = 35487,67 \text{ cm}^4 .$$

✓ **Calcul des flèches :**

$$f_{ij} = 0 ;$$

$$f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{f_i}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{8,94 \times (4,65)^2}{10^{-4} \times 32164,2 \times 22843,95} = 0,0026 \text{ m} ;$$

$$f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{f_{gv}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{8,94 \times (4,65)^2}{10^{-4} \times 10721,4 \times 35487,67} = 0,0047 \text{ m} ;$$

$$f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10 E_i I_{f_p}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{11,56 \times (4,65)^2}{10^{-4} \times 32164,2 \times 27435,09} = 0,0028 \text{ m} ;$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,0047 - 0 + 0,0028 - 0,0026 = 0,0049 \text{ m} .$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4,65}{500} = 0,0093 \text{ m}$$

$\Delta f = 0,0049m < \bar{f} = 0,0093m$ -----Condition vérifiée.

III.1.6 Dessin du ferraillage des planchers :

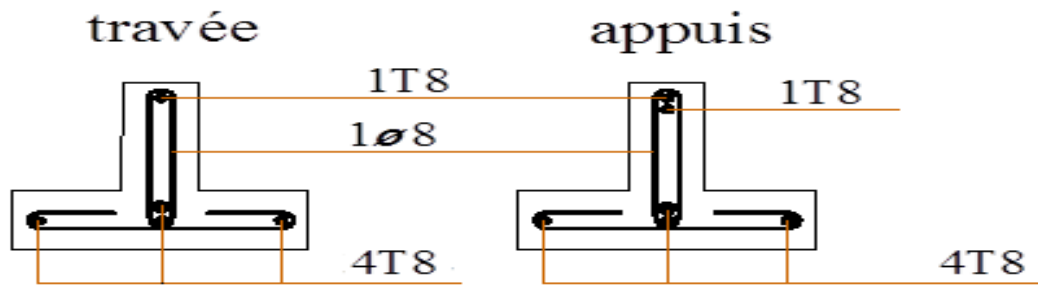


Fig.III.3 Schéma de ferraillage des poutrelles

III.2 Acrotère :

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

✓ Schéma statique :

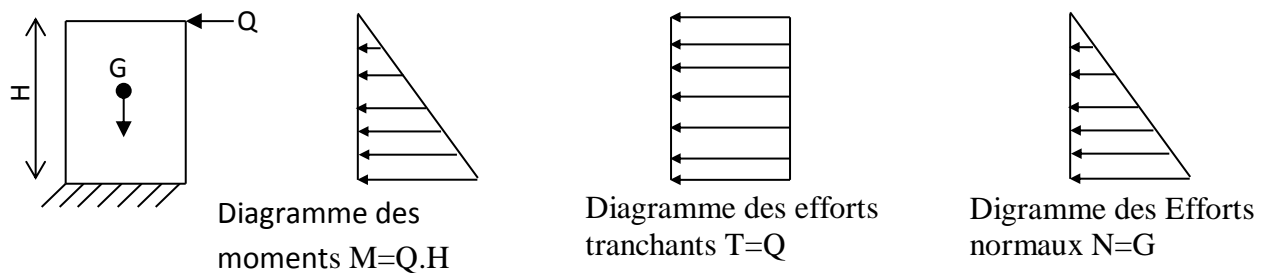


Fig. III.4 : Schéma statique 1

III.2.1 Combinaison de charge :

✚ L'ELU : la combinaison est $1.35G+1.5Q$

Effort normal de compression : $N_u = 1.35G = 1.35 \times 1712.5 = 2311.88N$

Moment d'encastrement : $M_u = 1.5Qh = 1.5 \times 1000 \times 0.6 = 900N.m$

Effort tranchant : $T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1000 = 1500N$

✚ L'ELS : la combinaison est $G+Q$

Effort normal de compression : $N_s = G = 1712.5N$

Moment d'encastrement : $M_s = Q \times h = 600N.m$

Effort tranchant : $T=Q= 1000N$

	N (N)	M (N.m)	T (N)
ELU	2311.88	900	1500
ELS	1712.5	600	1000

Tab. III.7 : Tableau de récapitulatif

✓ **Ferraillage :**

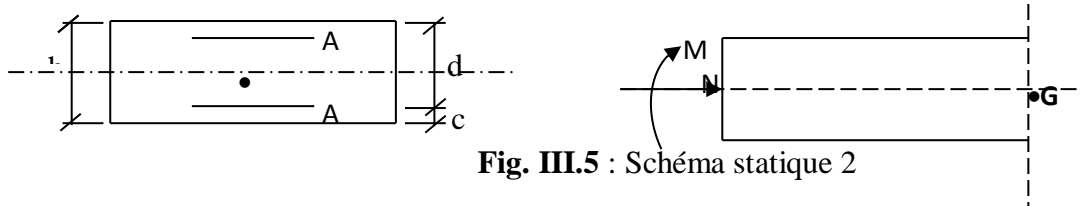


Fig. III.5 : Schéma statique 2

Donnée : $f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2.1MPa$; $\sigma_b=14.2MPa$

$f_c= 400MPa$; $\sigma_s= 348MPa$

$b =100cm$; $h=10cm$; $d=7.5cm$; $\delta=\delta'=2.5cm$

III.2.2 Déterminer les armatures longitudinales :

• **ELU :**

A) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = M_u / N_u = 900 / 2311.88 = 38.93cm$$

$$h / 2 - \delta = 5 - 2.5 = 2.5cm$$

Alors : $38.93 > 2.5$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limité par les armatures

$$M_A = e_A \times N_u = 41.43 \times 2311.88 = 95781.19N \quad e_A = e_u + (h / 2 - \delta) = 41.4$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

- Section en flexion simple :

$$\epsilon_l = f_c / (E \cdot \gamma_s) = 1.739 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = 3.5 / (3.5 + 1000 \epsilon_l) = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.39$$

$$\mu = M_A / b d^2 \sigma_b = 0.012$$

$$\mu < \mu_l \quad (A_{SC} = 0, A_{st} \neq 0)$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.015 \quad , \quad \beta = 1 - 0.4 = 0.994$$

$$A_{st1} = M_A / \beta d \sigma_s = 0.369cm^2$$

- Section en flexion composé :

$$\text{La section réelle des armatures : } A_{st} = A_{st1} - N_u / 100 \sigma_s = 0.303cm$$

B) Condition de no fragilité :

$$A_{min} = 0.23 f_{t28} b d / f_c = 0.906cm$$

$$\text{Donc : } A = \max \{ A_u ; A_{min} \} = 0.906cm^2$$

$$\text{On adopte : } A_{st} = 4.52cm^2 \text{ (4HA12)}$$

ELS :

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

-position de l'axe neutre

$$b/2y_1 - n \cdot A_{st} (d - y_1) = 0 \Rightarrow y_1 = 2.19 \text{ cm}$$

-moment d'inertie

$$I = b/3 y_1^3 + n \cdot A_{st} (d - y_1)^2 = 3055.55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = M_{ser} / I \cdot y_1 = 0.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot M_{ser} (d - y) / I = 33.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \times f_{t28} \} = \{ 266.67 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

A) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = v_u / b_0 d = 1500 / 1000 \times 75 = 0.02 \text{ MP}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau} = \min \{ 0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \} = \min \{ 2.5 ; 4 \}$$

$$\bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les armatures ne pas nécessaire.

B.1) les armatures de réparation :

$$A/2 \leq A^r \leq A/4 \Rightarrow A^r = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A^r_{adp} = 5 \text{ HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

B.2) les espacements entre les armatures :

D'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$S_t^l < \min \{ 3h ; 33 \text{ cm} \} \quad S_t^r < \min \{ 4h ; 45 \text{ cm} \}$$

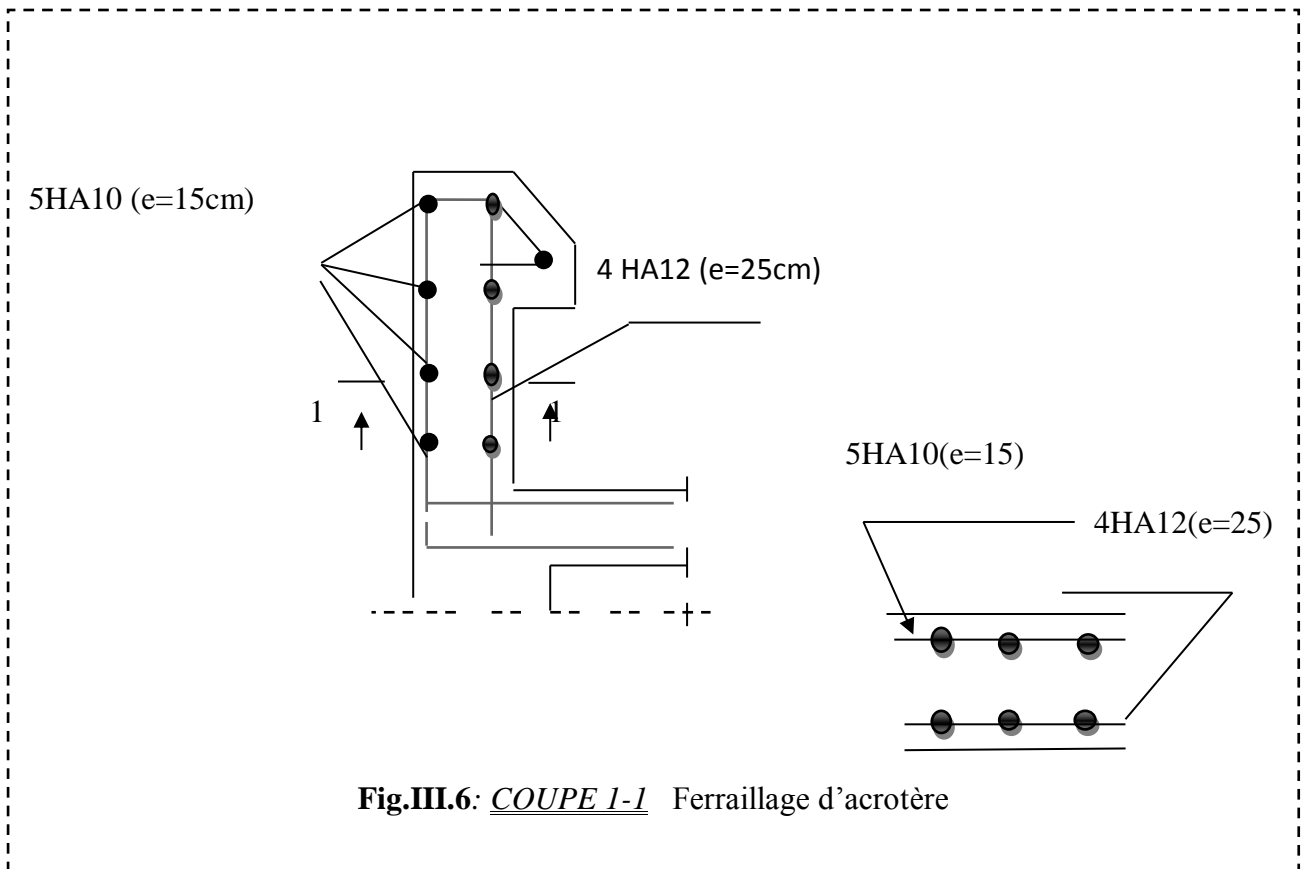
- les armatures longitudinales :

$$s_t = 100 / 4 = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

-les armatures transversales :

$$S_t = 60 / 4 = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.2.3 présentation de ferrailage



III.3 Les Balcons :

III.3.1 Définition :

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

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

III.3.2 Balcon:

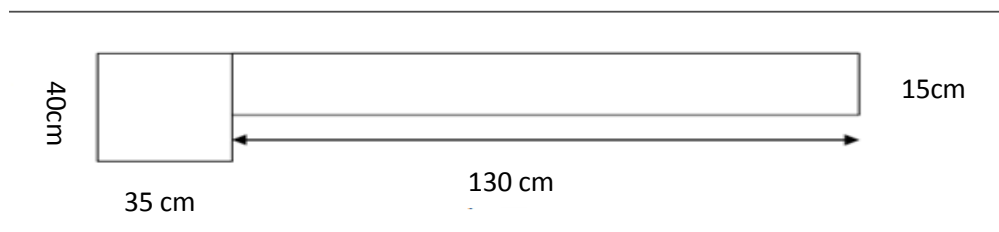


Fig III.7 : Schéma du balcon

Evaluation des charges :

1 -Poids propre : $G= 4.38\text{KN/ m}^2$.

- 2 Surcharge d'exploitation : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/ m}^2$.
- 3 - D'après le DTR BC.2.2 page 36 : On prend la charge du mur extérieure comme une charge concentrée. $G=2.78\text{KN/m}^2$

La hauteur de mur : $h = 1,20 \text{ m}$ $P = \gamma \cdot b \cdot h \cdot l$

$$P = 2.78 \cdot 1.2 = 3.336 \text{ kN/m}$$

$$Q_2 = \min (0,4 ; \frac{1,3}{B}) = 0.32 \text{ KN/ m}^2.$$

Avec B : longueur du balcon = 4.00 m

III.3.2.1 Calcul des sollicitations :

Calcul à E.L.U :

A) Calcul des moments fléchissant :

$$M_u = 1,35 (G \times (\frac{l^2}{2}) + p l) + 1,5 (Q_1 (\frac{l^2}{2}) + (Q_2 \times h))$$

$$= 1,35 (4,38 \times (\frac{1,30^2}{2}) + 3,336 \times 1,30) + 1,5 (3,5 (\frac{1,30^2}{2}) + 0,32 \times 1,20)$$

$$M_u = 15.84 \text{ KN.m}$$

$$M_s = (G \times (\frac{l}{2}) + p l) + (Q_1 (\frac{l^2}{2}) + Q_2 \times l)$$

$$= (4,38 \times (\frac{1,30}{2}) + 3,336 \times 1,30) + (3,5 (\frac{1,30^2}{2}) + 0,32 \times 1,30)$$

$$M_s = 10.55 \text{ KN.m}$$

B.) Calcul de ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 G_b} = \frac{15.84 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,077$$

$$\mu = 0,077 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times G_s} = \frac{15.84 \times 10^3}{0,966 \times 12 \times 348}$$

$$A_{st} = 3.926 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **4T12 = 4.52 cm²**.

B.1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

B.1.1) Le choix d'armature :

On adopte : **4T12 = 4.52 cm²**

B.2) Armatures de répartition :

$$\text{On a: } A/4 \leq A_r \Rightarrow 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2$$

B.2.1) Le choix d'armature :

On adopte **4T8 = 2.01 cm²**

III.3.2.2 Justification à l'ELS :

A.) Etat limite de compression du béton :

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

Telles que : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$

$\Rightarrow by^2 + 30 Ay - 30dA = 0 \rightarrow 100 y^2 + 30 \times 4.52y - 30 \times 0.12 \times 4.52$

$\Rightarrow 100y^2 + 135.6 y - 16.27 = 0$

$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac = \rightarrow \sqrt{\Delta} = 108.99$

$\Rightarrow y = 3.41\text{cm}$

$I = \frac{b}{a} \times y^3 + 15 [A(d - y)^2] = I = 4077.5 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{10.55 \times 10^3 \times 13}{19026.2 \times 10^4} = 3.55 \text{ MPa}$

Et $\sigma_{adm} = 0,6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CV}$

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

\Rightarrow la fissuration préjudiciable

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

Telles que : $\sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s adm} = 201,633 \text{ MPa}$

On a une fissuration préjudiciable :

1,6 (Acier HA).

Et : $\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 33.33 \text{ MPa}$

Donc : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$

C) Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

On a : $V_U = 1.5 \times Q_1 + G + P = 11.366 \text{ KN}$

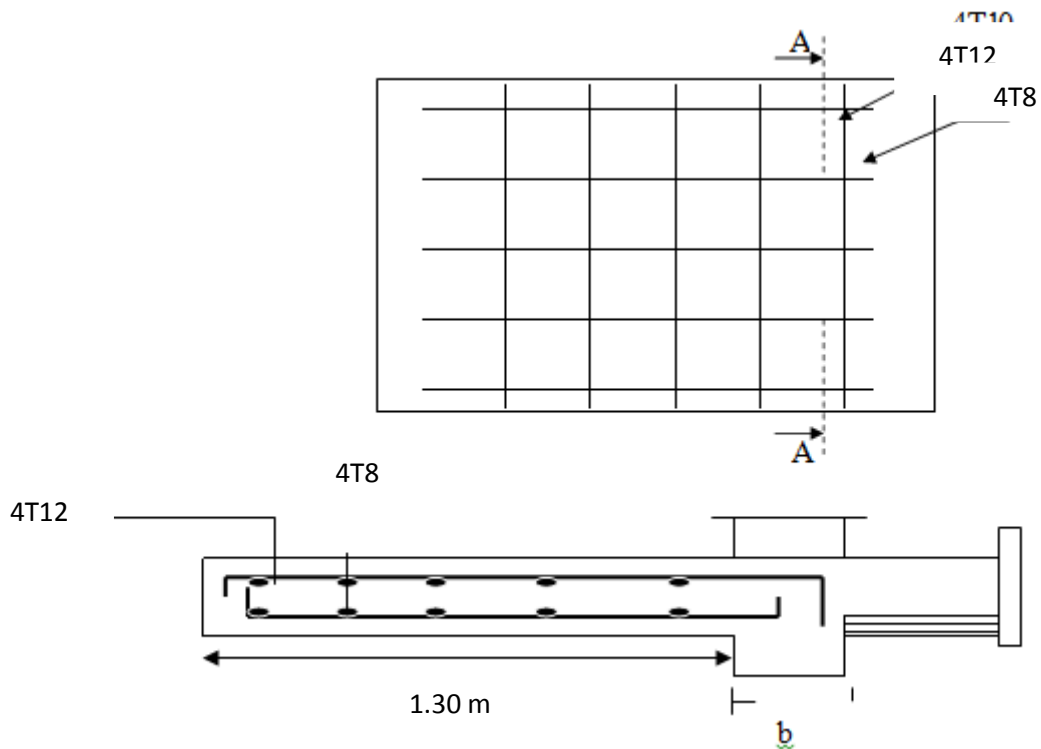
Telles que : $\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{11.366 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.0947 \text{ MPa}$

Et : $\bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ Mpa}$ (la fissuration est préjudiciable).

D'où alors : $\tau_u = 0.0947 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires. on prend donc que des armatures de montage.

III.3.2.3 Schéma de ferrailage :



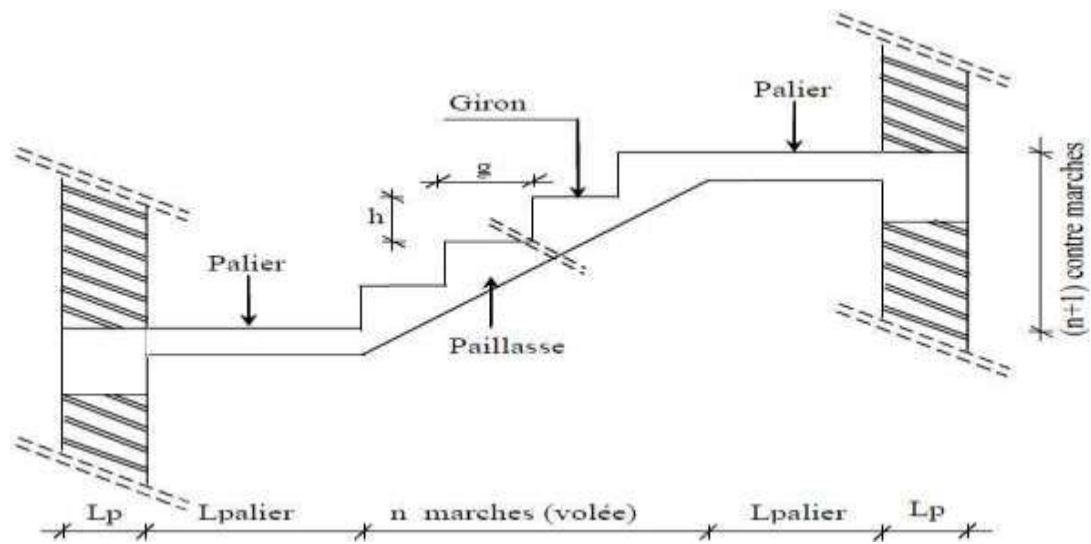
FigIII.8 : Schéma de ferrailage du balcon.

III.4 Les escaliers :

III.4.1 Définition :

Les escaliers sont des éléments importants, ils permettent l'axe vertical entre différents étages de la structure, ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents 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. Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.



FigIII.9: Présentation de l'escalier

III.4.2 L'escalier d'étage courant

Ce type d'escalier est composé de :

- Un palier d'épaisseur 15cm.
- Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- Giron de 30cm.
- marches 9

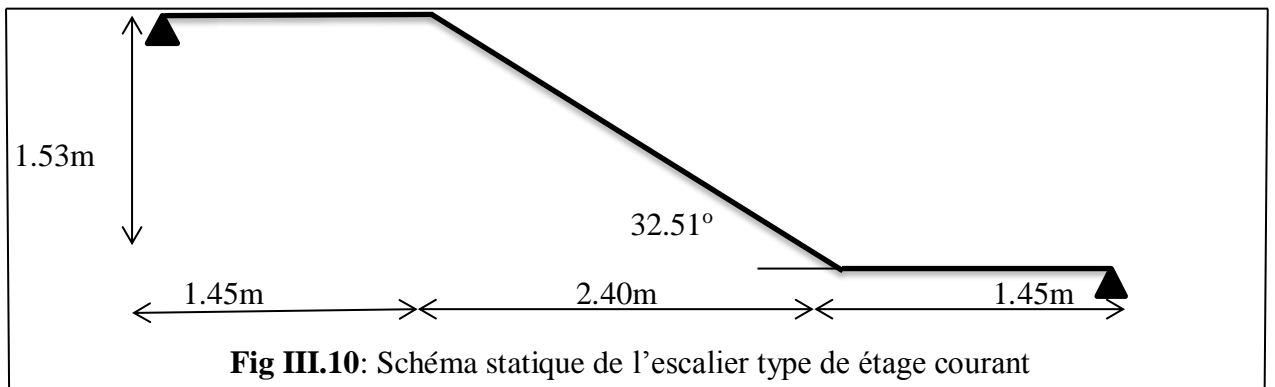


Fig III.10: Schéma statique de l'escalier type de étage courant

Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

A l'état limite ultime : $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

A l'état limite service : $q_{ser} = G + Q$

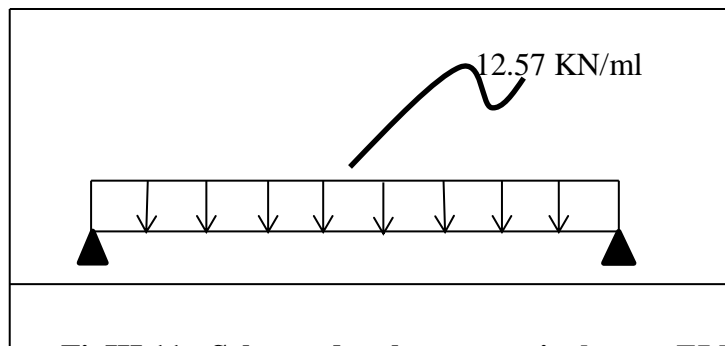
	G (KN/M ²)	Q (KN/M ²)	Q _U (KN/M ²)	Q _{SER} (KN/M ²)
Palier	4,99	2,5	10.84	7.49
Paillasse	7.61	2,5	14.05	10.11

Tab III.8: calcul des sollicitation a L'ELU et L'ELS escalier etage courant

A.)Etat limite ultime (E.L.U.) :

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

$$Q_u = \frac{10.84 \times 4,15 + 14.05 \times 2.7 + 10.84 \times 1.45}{5} = 12.57 \text{ KN/ml}$$



FigIII.11 : Schema des charges equivalents a ELU d'escalier

$$M_u = q_u \cdot l^2 / 8 = 12.57 (5)^2 / 8 = 39.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ut} = 0,85 M_o = 0,85 \times 39.28 = 33.38 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ua} = 0,30 M_o = 0,3 \times 39.28 = 11.78 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

B.) l'état limite de Service :

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

$$Q_{seq} = \frac{7.49 \times 1,15 + 10.21 \times 2.7 + 7.49 \times 1.15}{5} = 8.95 \text{ KN/ml}$$

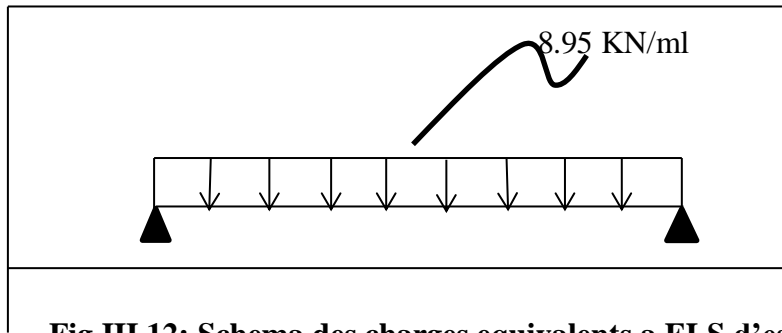


Fig III.12: Schema des charges equivalents a ELS d'escalier

$$M_s = Q_{seq} \cdot l^2 / 8 = 8.95 (5)^2 / 8 = 27.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{st} = 0,85 M_o = 0,85 \times 35.35 = 23.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = 0,30 M_o = 0,3 \times 35.35 = 8.39 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferraillage :

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

A.) En travée :

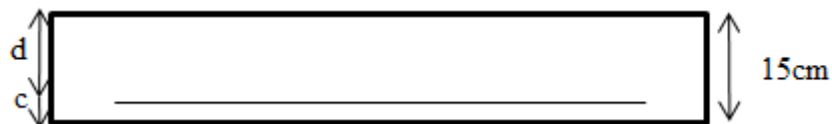


Figure III.13: section de béton armé en travée

$$C \geq e + \Phi / 2 \text{ avec } \Phi \leq h / 2 = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ m}$$

$$\text{Donc } C \geq 1 + 0.75$$

$$C = 2.5 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{33.38}{23.79} = 1,403$$

$$\mu_{lu} = 0,341 \gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,3008 \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33.38 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0,1504 < \mu_{limite} = 0,3008 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1504}) \Rightarrow \alpha = 0,2047$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{33.38 \times 10^3}{0,9180 \times 12.5 \times 348} = 8.35 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopt **4T20 = 12.56 cm²**.

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \left\{ 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} = \{ 1,1509 \text{ cm}^2 \}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,1509 \text{ cm}^2, \text{ donc } A_s \succ A_{\min}$$

On adopt **4T20 = 12.56 cm²**.

Armatures de répartition :

$$\text{On a: } A/4 \leq A_r \Rightarrow 12.56/4 = 3.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3.16 \text{ cm}^2$$

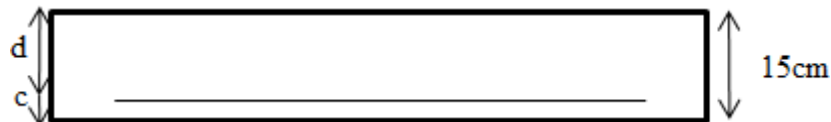
Le choix d'armature :

$$\text{On adopte } 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$St = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

B) en appuis



FigIII.14: section de béton armé en travée

$$C \geq e + \Phi/2 \text{ avec } \Phi \leq h/2 = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ m}$$

$$\text{Donc } C \geq 1 + 0.75$$

$$C = 2.5 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11.78}{8.39} = 1,404$$

$$\mu_{lu} = 0,341 \gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,3011 \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.78 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0,0530 < \mu_{limite} = 0,3011 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0530}) \Rightarrow \alpha = 0,0682$$

$$\square \square 1 \square 0,4 \square \Rightarrow \square \square \square \square \square \square \square \square$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta d \sigma_s} = \frac{15.03 \times 10^3}{0,9727 \times 12.5 \times 348} = 3.55 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopt **4T12 = 4.52 cm²**.

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \left\{ 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} = \{ 1,1509 \text{ cm}^2 \}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,1509 \text{ cm}^2, \text{ donc } A_s \succ A_{\min}$$

On adopt **4T12 = 4.52 cm²**.

A.1.2) Armatures de répartition :

$$\text{On a: } A/4 \leq A_r \Rightarrow 3.39/4 = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature :

$$\text{On adopte } 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$St = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

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

A/ en trave

$$M_{sa} = 10.60 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$15 \text{ MPa}$$

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\text{Avec } \mu = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{33.38}{23.79} = 1,403$$

$$= \frac{1.404-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.451 \geq \alpha = 0.204 \dots\dots\dots \text{condition verifier}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{sa} = 10.60 \text{ KN.m} \\ \text{Flexion simple} \\ 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq -1/2 + f_{c28}/100 \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c25} =$$

Conclusion

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

B/en appuis

$$M_{sa} = 10.60 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$15 \text{ MPa}$$

Section rectangulaire sans A'

$$\left. \begin{array}{l} M_{sa} = 10.60 \text{ KN.m} \\ \text{Flexion simple} \\ 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq -1/2 + f_{c28}/100 \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c25} =$$

Acier FeE400

$$\text{Avec } \alpha = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11.78}{8.39} = 1,404$$

$$= \frac{1.417-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.452 \geq \alpha = 0.082 \dots \dots \dots \text{condition verifier}$$

Conclusion

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

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

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

$$\text{On a : } V_{u_{\max}} = 31.425 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{bd} = \frac{31.425 \times 1000}{100 \times 125} = 2.514 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \bar{\tau} = \min [0,2.f_{28} ; 5 \text{ Mpa}] = 3.33 \text{ Mpa (la fissuration est peu préjudiciable).}$$

$$\gamma b$$

$$\text{D'où alors : } \tau_u = 2.514 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires. on prend donc que des armatures de montage.

Dessin de ferrailage de l'escalier d'étage courant :

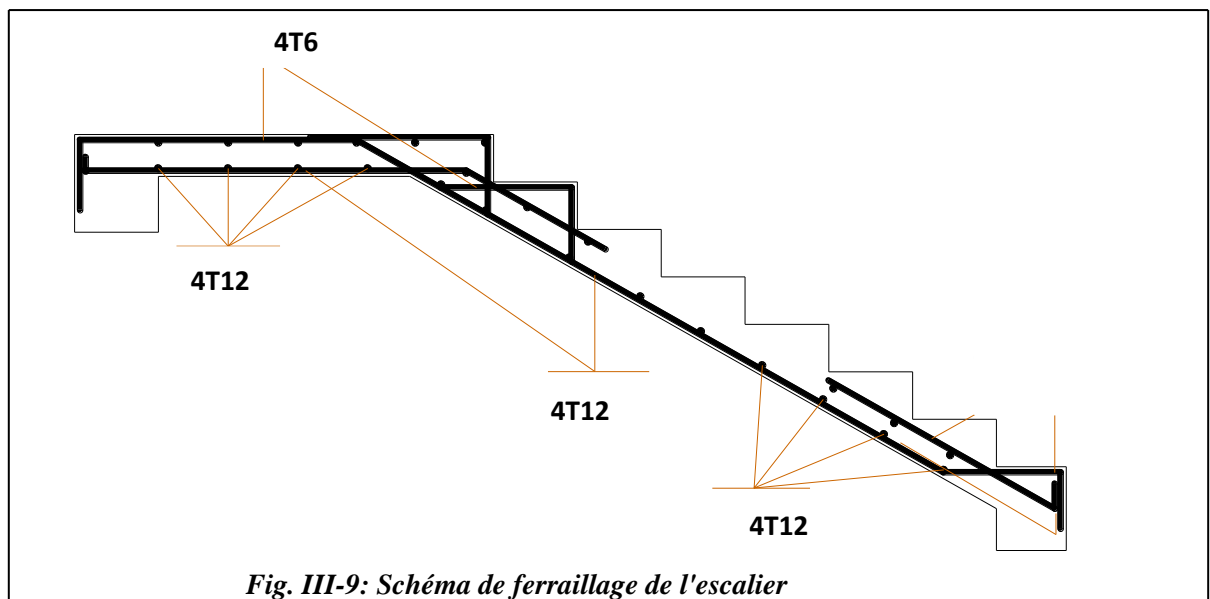


Fig. III-9: Schéma de ferrailage de l'escalier

FigIII.15: section schema de ferrailage de l'escalier type étage courant

III.4.3 Poutre palière :

Etude de la poutre palière

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

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

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

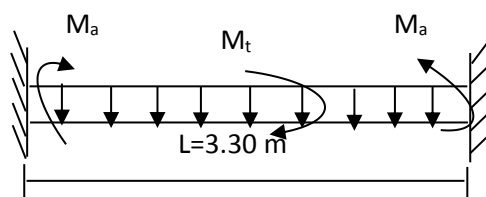


Figure.III.16: La poutre palière.

III.4.3.1 Pré dimensionnement

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifié en considérant l'RAP 99/V 2003.

Selon le CBA 93

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \end{array} \right.$$

$22 \leq h \leq 33\text{cm}$, on prend : **h = 35 cm**

- La largeur b de la poutre palière doit être
 - $\{ 0.3h \leq b \leq 0.5h$
 - $\{ 10.5 \leq b \leq 17.5$, on prend : **b = 30 cm**

❖ **Selon l'RPAA99/ V2003**

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

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

III.4.3.2 Calcul des sollicitations

✓ **Sollicitation**

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

Poids du mur : $2.48 \times (4.08 - 2.89 - 0.4) = 1.959 \text{KN/ml}$

Réaction des paliers et paillasse : $R = q_u \text{éq } l/2 = 35.81 \text{ KN/ml}$

✓ **Combinaisons de charges**

$q_u = 1.35G + R = 1.35 \times (2.625 + 1.959) + 35.81 \cdot 10 \Rightarrow q_u = 41.99 \text{ KN/ml}$

✓ **les moments**

Le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2)/8 = 57.15 \text{KN.m}$

Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 48.58 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 17.14 \text{ KN.m}$

➤ **à l'ELS**

✓ **Sollicitation**

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

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

Réaction des paliers et paillasse : $R = 25.25 \text{KN/ml}$

✓ **Combinaison de charge**

$q_s = G + R \Rightarrow q_s = 31.436 \text{ KN/ml}$

✓ **les moments**

Le moment isostatique e : $M_0 = q_s \cdot L^2/8 = 42.78.66 \text{ KN.m}$

Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 36.35 \text{KN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = 0,30M_0 = 12.83 \text{ KN.m}$

III.4.3.3 Calcul des armatures longitudinales (flexion simple)

On utilise les formules suivantes :

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

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

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

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

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	A	β	A _s	A _{min} (cm ²)	A _{adopte}
Travée	30	32	36.35	0.102	0.959	3.30	1.195	3HA12=3.39
Appui	30	32	12.83	0.027	0.986	1.13	1.195	3HA8=1.51

Tab III.9 : résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière. A l ELS

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

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

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

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

Section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	A	β	A _s	A _{min} (cm ²)	A _{adopte}
Travée	30	32	48.58	0.138	0.944	4.47	1.195	3HA14=4.62
Appui	30	32	17.14	0.045	0.981	1.52	1.195	3HA10=2.36

Tab III.10 : résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière. A l ELU

. Vérification à l'E.L.U

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{s\min} = 0,23 \cdot d \cdot b \cdot (f_{t28} / f_e) \Rightarrow A_{\min} = 1.195 \text{cm}^2$$

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = 41.99 \times \frac{3.30}{2} = 69.28 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.069 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.069 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification à l'E.L.S

✓ **Contrainte maximale du béton**

❖ **En travée** : $\alpha = 0,102$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1.34$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0,45$$

$$\alpha = 0,102 \leq 0,42 \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Sur appui** : $\alpha = 0,034$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1.34$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0,42$$

$$\alpha = 0,040 \leq 0,42 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{330} = 0.106 \geq 0.062 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \rightarrow 0.106 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.30}{33 \times 30} = 0.003 \leq 0.01 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

✓ **Les armatures transversales**

➤ **Choix du diamètre**

On a :

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

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{mm}$

➤ **L'espace entre les cadres**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) = 29.7 \text{ cm} \quad ; S_t = 25 \text{ cm}$$

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

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

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

Soit :

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

➤ **L'espaceur d'après le BAEL91**

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

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

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

➤ **L'espaceur exigé par l'RPA**

❖ **En zone nodale**

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

On adopte $S_t = 8cm$

❖ **En zone courante**

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

On adopte $S_t = 15cm$

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

$$A_{tmin} = 0.003S_t \cdot b = 0.003 \times 150 \times 35 = 1.57cm^2$$

$$A_{tmin} = 1.57cm^2 < 2.01$$

III.4.3.4 Calcul à la torsion

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

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

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

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

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

D'où :

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

$$\text{Le couple de torsion est : } M_t = C \frac{l}{2} = V_u \times 0.1 \times \frac{l}{2} \Rightarrow M_t = 3.161 \frac{3.30}{2} = 6.87 KN.m$$

La contrainte tangente due au couple de torsion :

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

$$\text{Donc : } \tau_t = \frac{36.35 \times 10^6}{2 \times 750 \times 10^2 \times 300} \Rightarrow \tau_t = 0.80 \text{MPa}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

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

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,069^2 + 0,80^2 = 0.644 \text{MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 3,33^2 = 11,09 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Armatures longitudinales**

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

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

$$A_t = \frac{110 \times 36.35 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 348} = 3.12 \text{cm}^2$$

- Donc on prend 3HA12 avec $A_t = 3.39 \text{cm}^2$

➤ **Armatures transversales**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2 \Omega \sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{18.23 \times 10^6}{2 \times 11419 \times 348} = 0.0230 \text{cm}$$

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

On à : $\tau_u = 0.069 \text{MPa}$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{b(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0,9 \cdot f_e}$$

$K = 0.8$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{0,30(0,069 - 0,3 \cdot 2,1 \cdot 0.8)}{0,9 \cdot 400} = \mathbf{0.0060 \text{cm}}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_V + \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_t \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = 0.0060 + 0.0230 = 0.03 \text{cm}$$

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

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

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

Donc on prend 4T8 avec $A_t = 2.01 \text{cm}^2$

III.4.3.5 Schéma de ferraillage

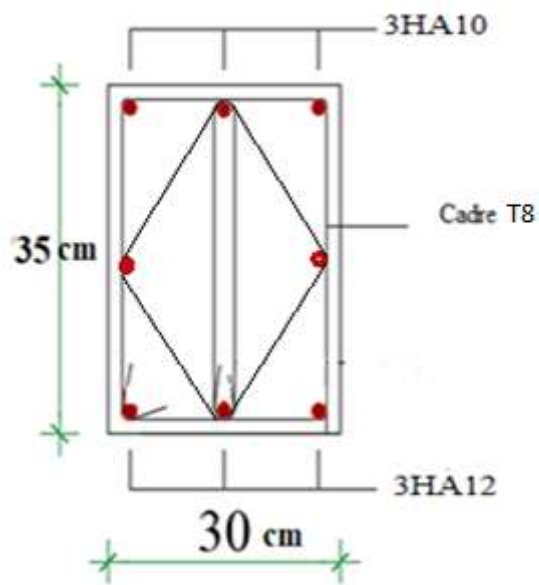
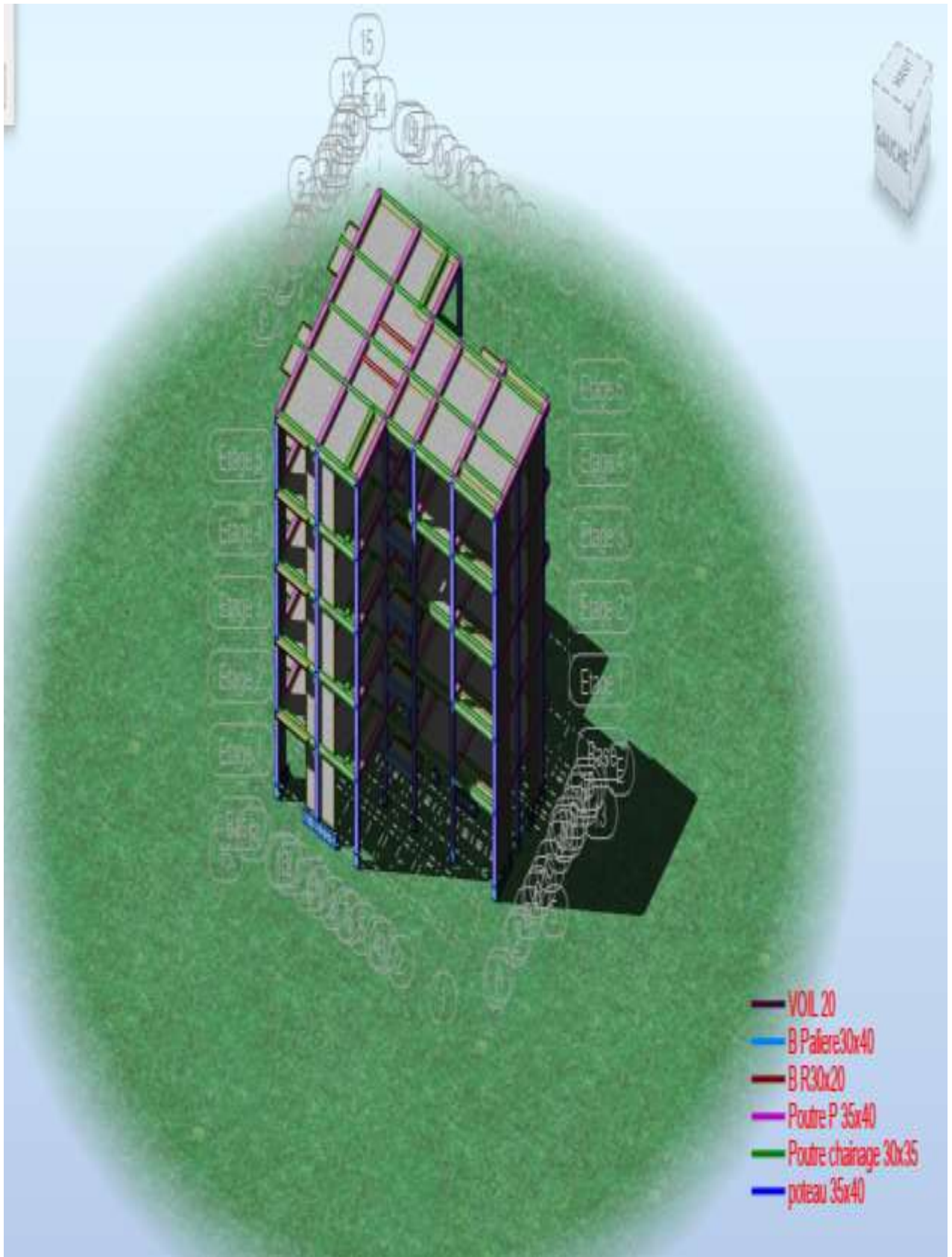


Figure III.17: ferraillage de la poutre palière

Chapitre IV

Etude sismique



IV. Introduction :

On entame dans ce chapitre la conception et le calcul dynamique du bâtiment. Ce travail peut être effectué d'une façon simple et rationnelle en utilisant l'un des logiciels d'élément finis existants actuellement. Pour cela nous nous servirons du logiciel **ROBOT 2019**.

Pour utiliser ce logiciel, les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure, les charges statiques qui lui sont appliquées sont introduites préalablement en fichier de données. L'exécution du programme en première analyse, permet de nous informer du comportement de la structure ; des modes propres (translation ou torsion) et de leurs périodes.

Ceci nous permet d'introduire d'éventuels changements dans la structure porteuse, afin d'assurer un bon comportement vis à vis des accélérations sismiques et ainsi, satisfaire les exigences dictées par le RPA99/V2003, tout avant de passer au ferrailage des différents éléments de la structure.

Le bon comportement vis à vis des accélérations sismiques est lié particulièrement à la disposition des voiles dans la structure. Cette disposition à un effet déterminant sur la rigidité à la torsion du bâtiment ainsi que l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de masse.

Ainsi pour aboutir à une bonne disposition, on place à plusieurs reprises, des voiles et on détermine à chaque fois par le logiciel les différents modes propres de la structure et l'excentricité entre le centre de torsion et le centre masse. On choisi finalement la disposition pour laquelle les deux premiers modes sont des modes de translation (et non de torsion) et l'excentricité est la plus faible que possible.

IV.1. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, On citera :

- La méthode statique équivalente .
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

IV.1.1 Méthode statique équivalente :**Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

IV.1.2 Méthode d'analyse modale spectrale:**Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.1.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

Selon les critères de classification par RPA 99/V 2003 on a :

La zone sismique : (RPA page19)

Zone II_a (Annaba)

L'importance de l'ouvrage : (RPA page22)

Groupe 2 ouvrages courant ou d'importance moyenne. (Bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m).

Notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (groupe d'usage 2 : $H=48.00 \text{ m} > 15.48 \text{ m}$), donc le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.

IV.3. Modélisation de la structure: (RPA page 44)

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Pour notre projet :

La structure étudiée présente une régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

IV.4. Présentation du logiciel ROBOT :

L 'ROBOT c'est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques.

Son objectif est de résoudre une équation différentielle de second ordre :

$$[M]\{\ddot{U}(t)\} + [C]\{\dot{U}(t)\} + [K]\{U(t)\} = \{F(t)\}$$

Où :

$\{\ddot{U}\}$, $\{\dot{U}\}$, $\{U\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations, le vecteur des vitesses et le vecteur des déplacements de la structure.

[M] : représente la matrice masse de la structure.

[C] : représente la matrice d'amortissement.

[K] : représente la matrice de rigidité de la structure.

$\{F(t)\}$: représente le spectre de réponse.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

IV.4.1 facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7.

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement $\xi=5\%$.

η : coefficient de correction d'amortissement : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Ou $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance du remplissage.

IV.4.2 Calcul de l'action sismique :

Le calcul du force sismique totale V appliquée à la base de la structure $V = \frac{ADQ}{R}W$

Est-ce fait par la méthode statique équivalente (qu'il n'est pas valable dans ce cas), et cela pour vérifier la condition de la méthode dynamique : $F > 0,8 V$ (F : la force sismique à la base).

IV.4.2.1 Coefficient d'accélération de zone :

{ Zone IIa
 → A = 0.15 (Tab 4.1 Art 4.2.3) Du RPA99/V2003.
 { Groupe d'usage 2

IV.4.2.2 Coefficient de comportement R :

Selon le RPA (tableau 4.3) : Mixte portiques/voiles avec interaction : R= 3.5

IV.4.2.3 Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure on fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction ;
- La régularité en plan et en élévation ;
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non,

Sa valeur est donnée suivant le RPA dans le tableau qui suit :

Critère de qualité q	P_q		
	OBSERVE	N. OBSERVE	valeur
Condition minimale sur les files de contreventement	x		0
Redondance en plan	x		0
Régularité en plan	x		0
Régularité en élévation	x		0
Contrôle de la qualité des matériaux		x	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	x		0

Tab. IV.1 : Les valeurs des pénalités. (RPA)

$$\sum_{i=1}^6 P_q = 0,05 \Rightarrow Q = 1,05.$$

Classification du site : Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence D'un sol ferme Donc **catégorie S₂**.

Valeur de T₂ : (RPA tableau 4.7)

T₂=0,40sec.

Estimation de la période fondamentale :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

$T = 0,05(15,30)^{3/4}$ ($C_t=0,05$; contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé).

$T = 0,38 \text{ sec}$

Les valeurs obtenues par les formules empiriques doivent être majorée par 30% (RPA Page 43) $\Rightarrow T = 0,49 \text{ sec}$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \Rightarrow \eta = 0,881 \geq 0,7$

$\xi = 7\%$ pour un contreventement par voiles

Sens longitudinal

$$T_x = 0,09 \frac{15,30}{\sqrt{18,65}} = 0,31 \text{ sec}$$

Sens transversal

$$T_y = 0,09 \frac{15,30}{\sqrt{21,85}} = 0,29 \text{ sec}$$

Le même **article (4.2.4)** stipule de prendre la valeur la plus petite entre les deux pour chaque direction de calcul considérée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal : } T_x = 0,31 \text{ sec } (0 \leq T_x \leq T_2) \\ \text{Sens transversal : } T_y = 0,29 \text{ sec } (0 \leq T_y \leq T_2) \end{array} \right.$$

On remarque que toutes les périodes sont inférieures à $T_2=0,4 \text{ sec}$, donc on est sur le palier du spectre

On constate

$$D = 2,5 \times 0,882 \qquad 0 \leq T = 0,38 \text{ s} \leq T_2 = 0,40 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2,205.$$

Poids de la structure existante :

W : poids total de la structure égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

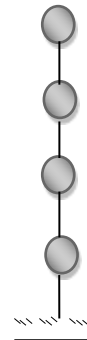
W_{Qi} : charge d’exploitation.

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 RPA99 version 2003.

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d’habitation et bureautique) $\beta = 0,20$.

Les poids de chaque étage : Masse [kg]

Les étages	W_i (KN)
4 ^{ème} étage	3794,93
3 ^{ème} étage	3762,95
2 ^{ème} étage	3762,95
1 ^{ème} étage	3730,97
RDC	3977,74
$\Sigma W_i =$	19029,56



Tab. IV-2 : Participation des masses modales

Donc l’effort sismique obtenu par la méthode statique équivalent sera :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.05}{3.5} \times 19029.56 = 1888,21 \text{ KN}$$

IV.4.3 Méthode dynamique modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4.3.1 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (RPA tableau 4.1)

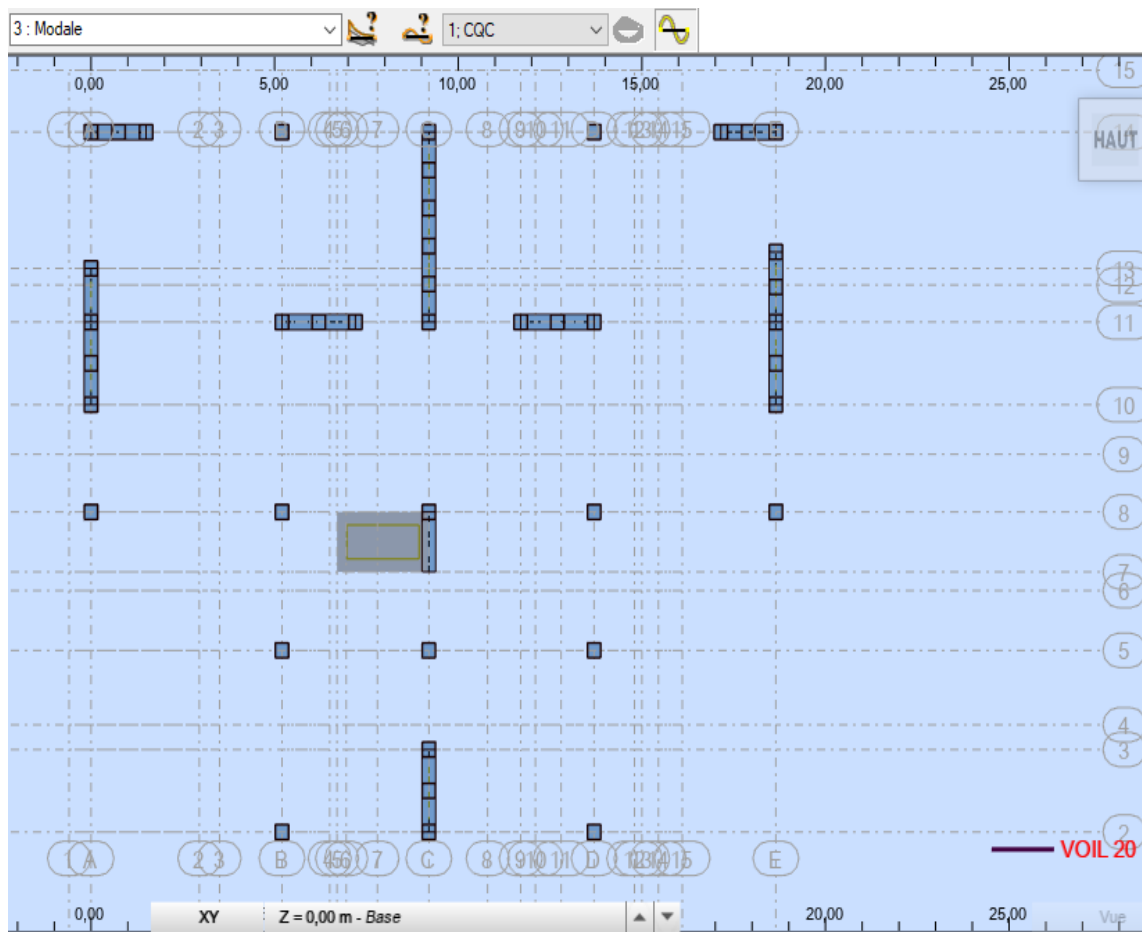
η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (RPA tableau4.2)

R: coefficient de comportement de la structure(RPA tableau 4.3)

T_1, T_2 : périodes caractéristique associées à la catégorie de site (RPA tableau 4.7)

Q: facteur de qualité (RPA tableau4.4).



- Fig IV.1 Disposition des voiles de contreventement :

IV.4.3.2 Résultats trouvés par logiciel ROBOT 2019 :

- Action sismique dans les deux sens:

$V_x = 1566,09 \text{ KN}$

$V_y = 1747,47 \text{ KN}$

IV.4.3.3 Les modes :

Périodes et facteurs de participation modale :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	2,20	0,45	66,13	0,03	0,0	66,13	0,03	0,0	1902956,46	1902956,46	0,0
3/ 2	2,75	0,36	66,13	70,64	0,0	0,01	70,61	0,0	1902956,46	1902956,46	0,0
3/ 3	3,29	0,30	72,90	70,71	0,0	6,76	0,06	0,0	1902956,46	1902956,46	0,0
3/ 4	8,61	0,12	87,65	70,71	0,0	14,75	0,00	0,0	1902956,46	1902956,46	0,0
3/ 5	11,79	0,08	87,65	90,03	0,0	0,01	19,33	0,0	1902956,46	1902956,46	0,0
3/ 6	13,89	0,07	89,20	90,09	0,0	1,55	0,06	0,0	1902956,46	1902956,46	0,0
3/ 7	19,15	0,05	94,83	90,09	0,0	5,62	0,00	0,0	1902956,46	1902956,46	0,0

Tab. IV-3 : Valeurs des modes

1) Déformation de la Structure à cause des efforts sismiques :

Mode 01) : Translation de la structure vers le sens XX à cause de l'effort horizontal

(effort sismique) au niveau dernier étage (résultat ROBOT 2019)

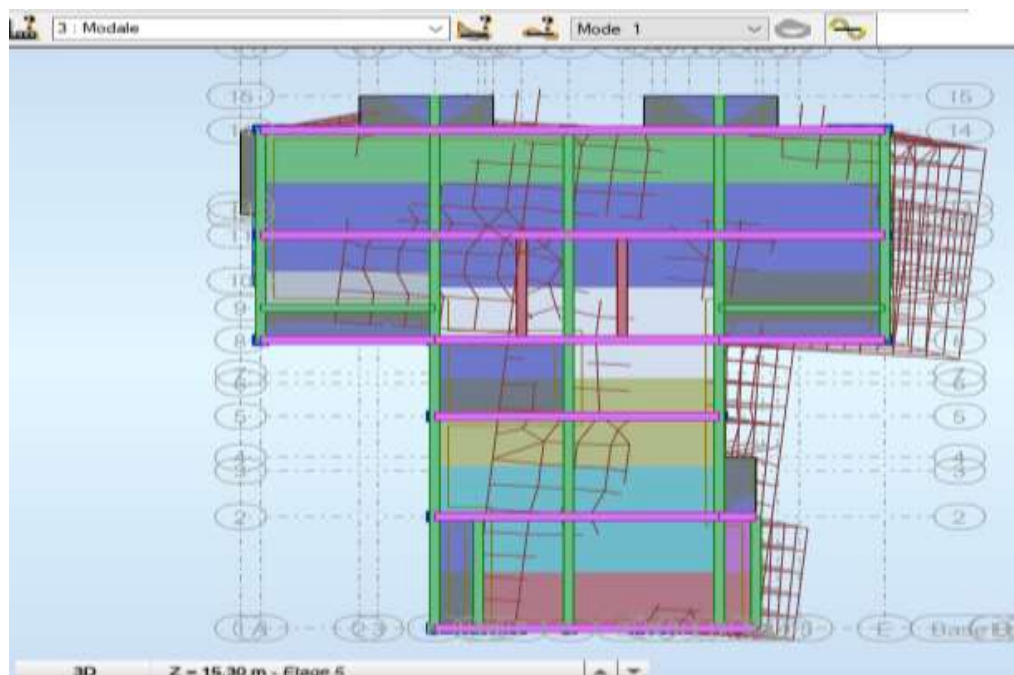


Fig IV.2 Translation de la structure vers le sens XX

Mode 02) : Translation de la structure vers le sens YY à cause de l'effort horizontal (effort sismique) au niveau dernier étage (résultat **ROBOT 2019**)

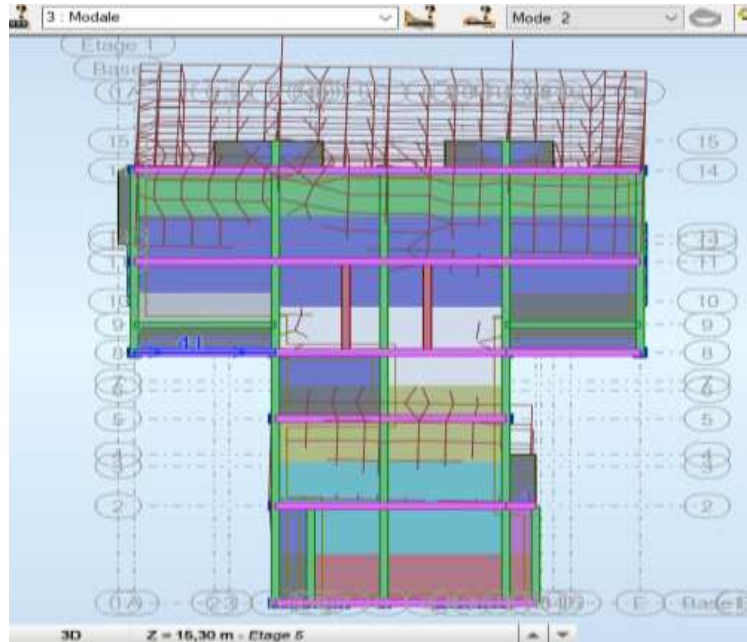


Fig IV.3 Translation de la structure vers le sens YY

Mode 03) : Torsion de la structure à cause de l'effort horizontal (effort sismique) au niveau dernier étage (résultat **ROBOT 2019**)

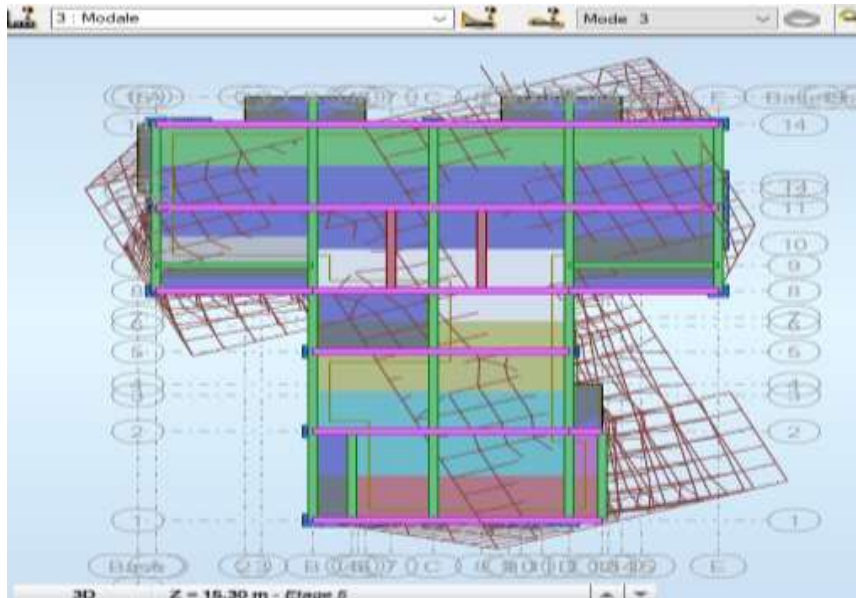


Fig IV.4 Torsion de la structure à cause de l'effort horizontal

IV.4.3.4 Centre de masse et centre de torsion :

Diaphragme	Centre de masse(G)		Centre de torsion(R)		Excentricité(E)	
	X _G (m)	Y _G (m)	X _R (m)	Y _R (m)	e _x (m)	e _y (m)
1	9,50	12,94	9,42	8,04	0,04	5,02
2	9,50	12,94	9,42	8,04	0,04	5,02
3	9,50	12,94	9,42	8,04	0,04	5,02
4	9,50	12,94	9,42	8,04	0,04	5,03
5	9,46	12,90	9,42	8,04	0,02	5,02

Tab. IV-4. Centres des masses et de rigidités

IV.4.3.5 Vérification par la méthode dynamique spectrale
JUSTIFICATION DE LA SECURITE

Les règlements parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. Le règlement parasismique Algérien « RPA 99/ V 2003 » définit les règles ainsi que les dispositions constructives, **pour mener à bon terme une bonne étude de génie civil et afin que notre structure soit parfaitement parasismique conformément aux normes en vigueur applicable en Algérie, les vérifications suivantes doivent être justifiées:**

1. Vérifications de la période fondamentale (ART : 4.2.4 RPA p32)
2. **Vérifications du coefficient de participation de masse (N^{bre} de mode à considérer) ART : 4 .3.4 p32**
3. Effort tranchant a la base ART4.3.6 P32
4. L'excentricité théorique et accidentelle 5%
5. Vérifications du déplacement ART4.4.3 P33
6. Vérifications du renversement
7. L'effet p-Δ
8. Vérifications du système de CV (R=5, R=4 ou R=3.5)
9. Vérifications spécifique pour les poteaux ($v \leq 0.3$)
10. Indépendance des modes

IV.5. Vérification des périodes fondamentales :

L'analyse dynamique de la structure nous a conduit que :

- Une période fondamentale : T=0,49s (RPA article 4.2.4).

- Le 1^{er} mode est un mode de translation dans le sens x $T=0.45 \text{ s} < T=0,49 \text{ s}$
 - Le 2^{ème} mode est un mode de translation $T_2=0,36 \text{ s} < T=0,49\text{s}$
 - Le 3^{ème} mode est un mode de torsion $T_3=0,30\text{s} < T=0.49\text{s}$
- } condition est vérifiée

IV.5.1 Vérifications du coefficient de participation de masse :

La participation massique des 3 premiers modes est de:

94,83% sur le sens X > 90%
 90,09% sur le sens Y > 90%

} c.vérifier

IV.5.2 Vérification effort tranchant à la base:

La résultante des forces à la base **F** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques **V** déterminées par la méthode statique équivalents. (RPA99.article 4.3.6)

$$V_x > 0.8.v \Rightarrow V_x = 1566,09 > 0,8 \times 1888,21 = 1510,57 \text{ KN}$$

$$V_y > 0.8.v \Rightarrow V_y = 1747,47 > 0,8 \times 1888,21 = 1510,57 \text{ KN}$$

} La condition vérifiée

IV.5.3 Vérification de l'excentricité :

Calcul de L'excentricité accidentelle :

(RPA99/V2003 Article (4.3.7)) : $e_{acc} = 0.05l$

On a une régularité en plan et en élévation donc l'excentricité est la même dans tous les niveaux.

RDC et Etage courants :

Sens Y : $e_{acc} = 0,05 \times 18,65 = 0.93 \text{ m}$.

Sens X : $e_{acc} = 0,05 \times 21.85 = 1.09 \text{ m}$.

Donc l'excentricité accidentelle est : $(e_{y1}, e_{x1}) = (1.09 \text{ m} ; 0,93 \text{ m})$.

Les excentricités de tous les étages sont inférieure de l'excentricité accidentelle \Rightarrow C.V

IV.5.4 Vérification des déplacements :

D'après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal à chaque niveau " K" de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement (R= 3.5)

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

- RDC ET ETAGE COURANT : $1\% \times H = 0,01 \times 3,06 = 0,0306m$

Sens longitudinal :

Etage	δ_{kx} (cm)	Δ_{kX} (cm)	1% H ($\bar{\Delta}$) (cm)	vérification
RDC	0,261	0,261	3.06	OK
1	0,787	0,526	3.06	OK
2	1,403	0,616	3.06	OK
3	2,002	0,600	3.06	OK
4	2,530	0,528	3.06	OK

Tab. IV-5: Valeurs des déformations calculées et admissibles [cm].

Sens transversal :

Etage	δ_{ky} (cm)	Δ_{kY} (cm)	1% H ($\bar{\Delta}$) (cm)	vérification
RDC	0,179	0,179	3.06	OK
1	0,542	0,363	3.06	OK
2	0,999	0,458	3.06	OK
3	1,489	0,489	3.06	OK
4	1,967	0,478	3.06	OK

Tab. IV-6: Valeurs des déformations calculées et admissibles [cm].

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

IV.5.5 Vérification à la stabilité au renversement :

Mr : moment renversant obtenu directement de l'analyse via le 'ROBOT.

Ms : moment stabilisant.

$Ms = W.L/2$ W= poids du bâtiment.

Sens longitudinal : (dans le sens des X)

$M_r = M_0 + F_x \times Z \Rightarrow M_r = 15.32 + (1566,09 \times 15.30) = 23976.48 \text{ KN.m}$

$M_r = 23976.48 \text{ KN.m}$;

$$M_s = 19029,56 * 18.65/2 = 177450.64 \text{ KN.m.}$$

$M_s/M_r = 7,40 > 1,5 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

• **Sens transversal** :(dans le sens des Y).

$$M_r = M_0 + F_y \times Z \Rightarrow M_r = 80.68 + (1747,47 \times 15.3) = 26816.97 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 26816.97 \text{ KN.m ;}$$

$$M_s = 19029,56 * 21.85/2 = 207897.49 \text{ KN.m.}$$

$M_s/M_r = 7.75 > 1,5 \Rightarrow$ Condition Vérifiée

IV.5.6 Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau ‘K’

V_k : effort tranchant d’étage au niveau ‘K’ ;

Δ_k : déplacement relatif du niveau ‘K’ par rapport au niveau ‘K-1’ ;

h_k : hauteur d’étage ‘K’. verifie

ETAGE	P_k (KN)	V_{kX} (KN)	V_{kY} (KN)	Δ_{kX}	Δ_{kY}	H_k (CM)	Θ_x	Θ_y
4	3794,93	1498,71	1726,89	0,261	0,179	306	0,002	0.001
3	3762,95	1410,39	1629,92	0,787	0,542	306	0.006	0.004
2	3762,95	1231,70	1416,51	1,403	0,999	306	0.014	0,009
1	3730,97	958,67	1123,70	2,002	1,489	306	0.024	0,016
RDC	3977,74	587,71	694,65	2,530	1,967	306	0.055	0,036

Tab. IV-7 : vérification à l’effet P-Δ sens (x-x) (y-y).

Toutes les valeurs $\theta < 0.10$ dans les deux sens.

Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés.

IV.5.7 Vérifications du système de contreventement:

D’après RPA 99 V 2003 (page 30-31) on n’est pas besoin de vérifier le système de contreventement car la hauteur est supérieure de 33m.

IV.5.8 Vérifications spécifique pour les poteaux ($v \leq 0.3$) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}$$

Poteau rectangulaire (40X35) :

$$v = \frac{830625,88}{400 \cdot 350 \cdot 25} = 0,23 \leq 0,30 \dots\dots CV$$

IV.6. Conclusion :

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique. Les tableaux dans l'annexe nous donnent les résultats adoptés par le ROBOT, ces résultats sont les différents sollicitations des éléments principaux de la structure, on les utilise pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

Chapitre V

Etude des
éléments
principaux

V.1. Les poteaux**V.1.1 Introduction**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges supportées par les poutres aux fondations.

Le ferraillage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables.

V.1.2 Aspect réglementaire

- **Les combinaisons accidentelles**

Suivant le RPA :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont : **E.L.A**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + EX \\ G + Q + EY \\ 0.8 G \pm EX \\ 0.8 G \pm EY \end{array} \right.$$

- **Les combinaisons fondamentales**

Suivant le BAEL

$$E.L.U : 1,35G + 1,5 Q$$

$$E.L.S : G + Q$$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc quatre cas peuvent se présenter; à savoir :

- 1^{ère} cas : $N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$;
- 2^{ème} cas : $M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;
- 3^{ème} cas : $M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;

- 4^{ème} cas : $N_{\min} \rightarrow (M_{Zcorr}; M_{Ycorr})$.
- **Armatures longitudinales**

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de 12mm.

* Armatures minimales : 0.7% en zone I ;

* Armatures maximales : $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section du poteau

* Longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone I ;

* Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale ;

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec

- V_u : effort tranchant de calcul;

- h_L : hauteur totale de la section brute;

- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;

- P_a : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux - dans la direction considérée $P_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$ et à $3,75$ dans le cas contraire.

- δ_t : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15cm) \text{ En zone I}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L\min}$$

$\phi_{L\min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

* la quantité d'armatures transversales minimales est:

$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b}$ En % et est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

- Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limitent précédentes

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

Avec : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

h et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \cdot \phi_t$ minimum.

V.1.3 Les sollicitations

✓ **Poteaux (35×40)**

<i>CAS</i>	<i>efforts</i>	<i>ELU</i>	<i>ELA</i>	<i>ELS</i>
Cas 1	N_{max} [KN]	1312,58	967,14	958,12
	M_{Ycor} [KN.m]	6,09	24,43	4,43
	M_{Zcor} [KN.m]	5,15	11,32	3,63
Cas 2	M_{Zmax} [KN.m]	33,25	53,80	24,34
	M_{Ycor} [KN.m]	7,74	44,65	5,63
	N_{cor} [KN]	242,41	190,15	178,15
Cas 3	M_{Ymax} [KN.m]	103,42	126,52	75,34
	M_{Zcor} [KN.m]	0,08	1,17	0,06
	N_{cor} [KN]	1,94	10,15	1,43
Cas 4	N_{min} [KN]	33,49	778,25	24,46
	M_{Ycor} [KN.m]	2,65	26,99	1,93
	M_{Zcor} [KN.m]	0,92	25,88	0,68

Tab V.1 : Sollicitations des poteaux (35×40).

V.1.4 Exemple de calcul

✓ **Etat limite de stabilité de forme**

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec

e_1 : excentricité du premier ordre ;

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales ;

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\varphi)$$

Avec :

L : longueur du poteau;

l_f : longueur de flambement du poteau;

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement;

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ Où } \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1;

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

1^{er} cas ELU : 1,35G+1,5Q :

$$N_{max} = 1312,58 \text{ KN}; M_{corr} = 6,09 \text{ KN.m}; M_{ser} = 4,43 \text{ KN.m}$$

*** Calcul de L'excentricité**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{6,09}{1312,58} = 0.004 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250}\right) = \max(2 ; 1,224)$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right) = 10\left(1 - \frac{6,09}{1,5 \times 4,43}\right)$$

$$\alpha = 0,84;$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000 * h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3x(0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0.4} (2 + 0,84 \times 2)$$

$$e_2 = 0,012$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,036 \text{ m}$$

*** Calcul de coefficient de remplissage ψ**

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b.h.\sigma_{bc}} = \frac{1312,58 \times 10^3}{350 \times 400 \times 14.2} = 0,66$$

$$\text{Donc: } \Psi_1 \leq 0.81$$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

*** Calcul l'excentricité critique relative ζ :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.66}}{16,15} = 0.126$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0.126 \times 0.40 = 0,0504$$

$e = 0,036 \text{ m} < e_{Nc} = 0,0504 \Rightarrow$ **Section entièrement comprimée.**

$A'_{s,\min} = 4 \text{ cm}^2$ x périmètre de la section.

$$A'_{s,\min} = 4 \times [(0.35 + 0.40) \times 2] = 6 \text{ cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s.min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s.min} \geq \max \left\{ \frac{35 \times 40}{1000}; 35 \times 40 \frac{2,1}{400} \right\} \quad \text{Suivant le RPA :}$$

$$A_{s.min} \geq \max \{1,4 \text{ cm}^2; 7,35 \text{ cm}^2\}$$

$$A_{s.min} \geq 7,35 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales**
- * **en zone courante**

$$A_s \leq A_{max} = 4\% b \cdot h$$

$$A_{max} = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$$

* **en zone de recouvrement**

$$A_s \leq A_{max} = 6\% b \cdot h$$

$$A_{max} = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$.

- **Armatures minimales**

$$A_{min} = 0,7\% \times (b \cdot h) = 0,007 \times 35 \times 40 = 9,8 \text{ cm}^2$$

* **Choix des armatures**

$$A_s \geq A_{smin} = 9,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_s = 8HA14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

- **Vérification vis -à vis de l'état limite de service**
- **Contrainte maximale de compression de béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,004 \text{ m}$$

$$S = bh + 15A_{totale} = 35 \times 40 + 15 \times 12,31 \Rightarrow S = 3246,5 \text{ Cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = -0,90 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right] \Rightarrow I = 255607,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{sup} = 3,84 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{De la fibre supér.}).$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \Rightarrow \sigma_{\text{inf}} = 2,41 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \text{ (De la fibre inf.)}$$

$$\text{Max} (\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) = 3,84 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

– **Calcul des armatures transversales**

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214}{40} = 5,35 > 5$$

$$\text{donc : } \lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

– Suivant le BAEL :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\text{min}}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

$$\phi_L^{\text{min}} = 12\text{mm}$$

$$t \leq \min(18; 40\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$t \leq 18\text{cm} \Rightarrow t = 15\text{cm}$$

– Suivant le RPA :

*** Zone nodale**

$$t \leq \min(10\phi_L^{\text{min}}; 15\text{cm})$$

$$\phi_L^{\text{min}} = 12\text{mm}$$

$$t \leq \min(12; 15\text{cm})$$

$$t \leq 12\text{cm} \Rightarrow t = 10\text{cm}$$

*** Zone courante**

$$t' \leq 15\phi_L^{\text{min}}$$

$$t' \leq 18\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

– **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\text{max}}}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ cm}$$

Donc on prendra **HA 08**

– **Détermination de la section des Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 40,01 \times 10}{40 \times 400} = 0,062 \text{ cm}^2$$

– **Armatures transversales minimales**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214}{40} = 5,35 > 5$$

On a : $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,min}}{t.b_1} = 3\% \Leftrightarrow A_{t,min} = 3\% t.b_1$

$$A_{t,min} = 3\% t.b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8HA8 = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{t,min} = 1.05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de 10φ_t

Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux

✓ **Poteaux (35×40)**

CAS	A _{cal} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	Choix	A _{adopté}	Longueur de Rec (cm)
CAS1	8	9,8	8HA14	12,31	HA14 : (60 cm)
CAS2	0	9,8	8HA14	12,31	HA14 : (60 cm)
CAS3	0	9,8	8HA14	12,31	HA14 : (60 cm)
CAS4	8	9,8	8HA14	12,31	HA14 : (60 cm)

Tab V.2 : Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (35×40).

– **Vérification à l'ELS**

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{40010}{0,35 \times 0,37} = 0.308 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort normal**

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$$v = \frac{958,12}{1400 \times 2,5} = 0,27 \leq 0,30 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

V.1.5 Schéma de ferrailage

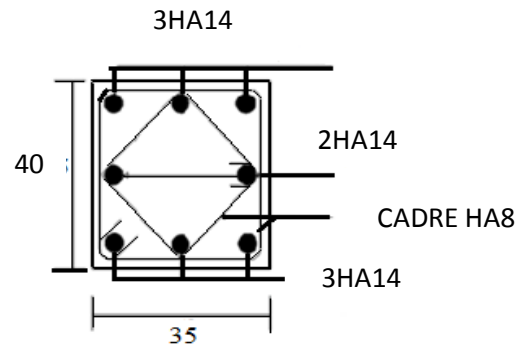


Fig V.1 : Ferrailage des poteaux (35×40).

V.2 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel "Autodesk Robot Structural Analysais 2014", qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 et BAEL91 qui sont :

$$-GQEx : G + Q \mp Ex ;$$

$$-GQEy : G + Q \mp Ey ;$$

$$-0.8GEx : 0,8G \mp Ex ;$$

$$-0.8GEy : 0,8G \mp Ey ;$$

$$-ELU : 1,35G + 1.5Q ;$$

$$-ELS : G + Q.$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (40×35) ;
- ✓ Poutres secondaires (35× 30).

V.2.1 Recommandation du RPA99/2003

✓ Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la

Poutre est de 0.5% en toute section. $A_{rmin} = 0,005 \cdot S \cdot b$;

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

– 4% en zone courante ;

– 6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I.

✓ **Armatures transversales**

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre ;

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_{l^{\min}})$ en zone nodale ;

– $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre.

Φl : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d’une

Section en travée avec armatures comprimées, c’est le diamètre le plus petit des aciers

Comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues [92]}$$

V.2.2 Sollicitations de calculs V

Niveau	Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale		Poutre secondaire	
			Appuis	Travée	Appuis	Travée
Etage	ELU	M_{max} [kN.m]	-123.07	65.93	-59.24	55.64
	ELS	M_{max} [kN.m]	-90.11	48.28	-43.12	40.38
	Accidentelle	M_{max} [KN.m]	-134.08	106.34	-76.95	61.82
	Effort tranchant T [kN]		147.49		79.35	

TabV.3 : Sollicitations des poutres.

V.2.3 Poutre Principale

V.2.3.1 Exemple de calcul

• **Armatures longitudinales**

Suivant le RPA

-Poutres principales : $A'_{\min} = 0.005 \times 40 \times 35 = 7.00 \text{ cm}^2$

Suivant le BAEL

-Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 35 \times 37 = 1.56 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée:**

▪ **ELU**

$M_{u,t} = 65.93 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{65.93 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 35 \cdot (37)^2} = 0.097$$

$\mu = 0.097 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.127$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.948$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{65.93 \times 10^3}{348 \times 0.948 \times 37} = 5.40 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2$

✓ **Sur appuis**

▪ **ELU**

$M_{u,a} = 123.07 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{123.07 \times 10^3}{14.2 \times 35 \times (37)^2} = 0.180$$

$\mu = 0.180 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.250$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.900$

$$A_{cal}^a = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{123.07 \times 10^3}{348 \times 0.900 \times 37} = 10.62 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5HA14 + 3HA12 = 11.09 \text{ cm}^2$$

▪ **ELS**

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

- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

✓ **On doit vérifier que :**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_t = 11.09 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(147.49 + \frac{123.07}{33.3} \right) = 0.43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

-Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne:

Nous avons

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{147.49 \times 1000}{350 \times 370} = 1.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

-Section et écartement des armatures transversales A_t

✓ **Diamètre des armatures transversales**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{35}{10}; 1.2\right) = 1.2cm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$ de nuance d'acier FeE400

$$4\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01cm^2$$

✓ **L'espacement des armatures transversales**

* **Zone nodale** : $\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right) = 10cm \Rightarrow \delta_t = 10cm$

* **Zone courante** : $\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_t = 20cm \Rightarrow \delta_t = 20cm$

Donc $\delta_t = 20cm$ en zone courante ;

- $\delta_t = 10cm$ en zone nodale.

– **Vérification des armatures transversales**

* **Zone nodale**

$$A_{t\min} = 0.003 \cdot 40 \cdot 10 = 1.2cm^2$$

* **Zone courante**

$$A_{t\min} = 0.003 \cdot 40 \cdot 20 = 2.4cm^2$$

– **Les longueurs de recouvrement**

$L_r > 40 \phi$ en zone II

$L_r > 40 \times 14 = 56$ cm on adopte **Lr = 60 cm**

$L_r > 40 \times 12 = 48$ cm on adopte **Lr = 50 cm**

Remarque

Étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferraillage est les mêmes que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferraillage.

V.2.4 Poutre secondaire

V.2.4.1 Exemple de calcul

- **Armatures longitudinales**

Suivant le RPA

$$\text{-Poutres secondaires : } A'_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Suivant le BAEL

-Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 32 = 1.15 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée:**

▪ **ELU**

$$M_{u,t} = 55.64 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{55.64 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 30 \cdot (32)^2} = 0.127$$

$$\mu = 0.127 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.170$$

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

$$A'_{cal} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{55.64 \times 10^3}{348 \times 0.931 \times 32} = 5.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6 \text{ HA } 12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

✓ **Sur appuis**

▪ **ELU**

$$M_{u,t} = 59.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{59.24 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (32)^2} = 0.135$$

$$\mu = 0.135 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.181$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.927$$

$$A'_{cal} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{59.24 \times 10^3}{348 \times 0.927 \times 32} = 5.73 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6 \text{ HA } 12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

▪ **ELS**

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

- - la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

✓ **On doit vérifier que :**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_t = 6.79 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(79.35 + \frac{59.24}{0.9 \cdot 32} \right) = 0.23 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

-Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne:

Nous avons

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{79.35 \times 1000}{300 \times 320} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_v = \min \left\{ 0.15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_v = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

-Section et écartement des armatures transversales A_t

✓ **Diamètre des armatures transversales**

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{35}{10}; 1.2 \right) = 1.2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400

$$4\phi_8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ *L'espacement des armatures transversales*

* *Zone nodale* : $\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right) = 10\text{cm} \Rightarrow \delta_t = 10\text{cm}$

* *Zone courante* : $\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_t = 20\text{cm} \Rightarrow \delta_t = 20\text{cm}$

Donc : $\delta_t = 20\text{cm}$ en zone courante ;

- $\delta_t = 10\text{cm}$ en zone nodale.

– *Vérification des armatures transversales*

* *Zone nodale*

$A_{t\min} = 0.003 \cdot 30 \cdot 10 = 0.90\text{cm}^2$

* *Zone courante*

$A_{t\min} = 0.003 \cdot 30 \cdot 20 = 1.80\text{cm}^2$

– *Les longueurs de recouvrement*

$L_r > 40\phi$ en zone II

$L_r > 40 \times 12 = 48\text{ cm}$ on adopte **$L_r = 50\text{ cm}$**

$L_r > 40 \times 12 = 48\text{ cm}$ on adopte **$L_r = 50\text{ cm}$**

Remarque

étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferraillage sont les mêmes que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferraillage.

V.2.5 Schéma de ferraillage structure (Terrasse & Etage)

V.2.5.1 Poutres Principales

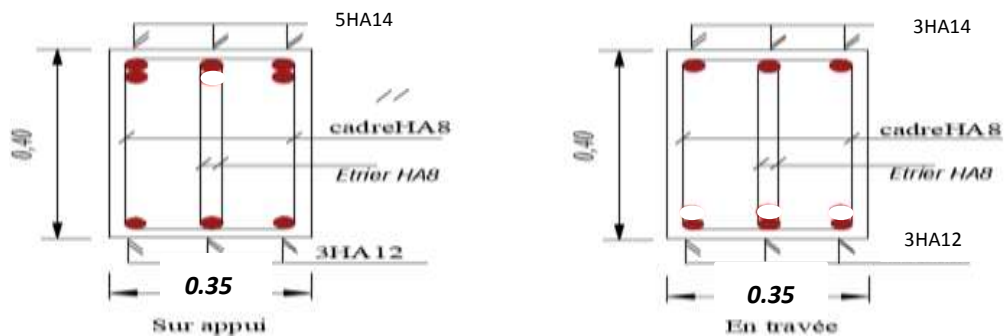


Fig V.2 : Ferraillage de poutre principale.

V.2.5.2 Poutres secondaires

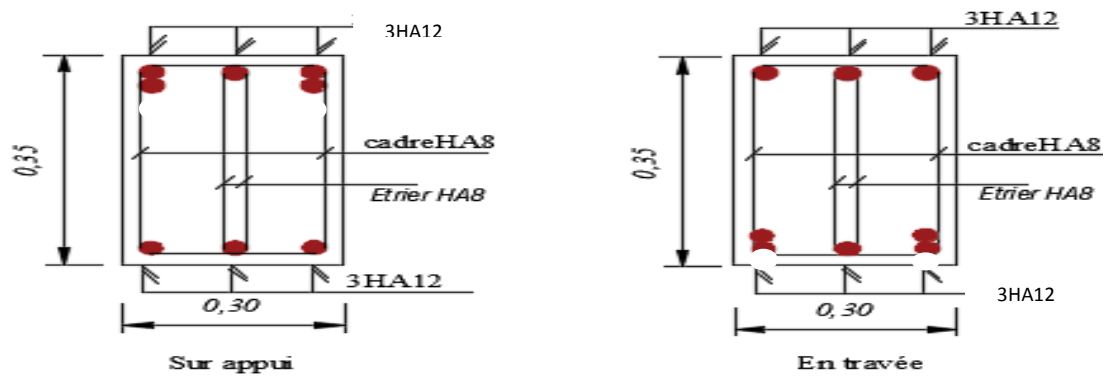


Fig V.3 : Ferrailage de poutre secondaire.

V.3 Les voiles

V.3.1 Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion;
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant;
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- ✓ Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales;
- ✓ Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.3.2 Recommandation du RPA99/2003

a. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

l_t : Longueur de la zone tendue ;

e : Épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_i$.

c. Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d. Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj}=1.1V/f_e$$

e. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min}=0.15\%(b \times h)$ → Globalement dans la section du voile ;

$A_{\min}=0.10\%(b \times h)$ → En zone courante.

❖ **L'espacement**

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m².

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ **Longueurs de recouvrement**

- 40Ø : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Ø : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

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.

V.3.3 Les sollicitations

Les voiles seront calculés à la flexion composée uniaxiale en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- **Cas 1** : N min – M correspondant;
- **Cas 2** : N max – M correspondant;
- **Cas 3** : M max – N correspondant.

V.3.4 Système voile :

Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
	2004,55	196,46	136,89	28,51	256,38	145,56

Tab V.4: Sollicitations maximales de calcul des voiles sans ouvertures à l'ELU

Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
	1468,37	144,07	100,11	20,91	186,86	106,90

Tab V.5: Sollicitations maximales de calcul des voiles sans ouvertures à l'ELS

V.3.5 Exemple de calcul d'un voile plein (20cm)

V.3.5.1 Détermination des sollicitations :

✓ ELU :

$$M_{max} = 256.38KN.m$$

$$N_{corr} = 145.56 KN$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.20 \times 3,06^3}{12} = 0,47 m^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.20 \times 3,06 = 0,612 m^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{3,06}{2} = 1,53 m$$

Avec:

I: Inertie du voile.

Ω : Surface en plan du voile.

v : La position de l'axe neutre.

• Armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 798,17KN/m^2$$

$$\sigma_2 = -199,97 KN/m^2$$

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur **d** est tel que :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_C \right) = 1,53$$

On adopte : **d=1.5m**

h_e : Hauteur d'étage.

L_C : Longueur de la zone comprimée.

D'après le RPA 99 on à :

✓ **La section globale :**

$$A \geq 0.15\% \times e \times L$$

$$A \geq 0.0015 \times 20 \times 150 = 4,50 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$0.10 \% \times e \times L = 0.001 \times 20 \times 150 = 3,00 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\text{HA}10$

ELS :

$$M = 186,86 \text{ KN.m}$$

$$N = 106,90 \text{ KN}$$

• **Armatures verticales**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 782.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -433.60 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de L' :

$$L_C = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2,30 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_C = 3,06 - 2,30 = 0.76 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{3,06}{2}, \frac{2 \times 2.81}{3} \right) = 1,53 \text{ m}$$

soit : **d = 1,53m**

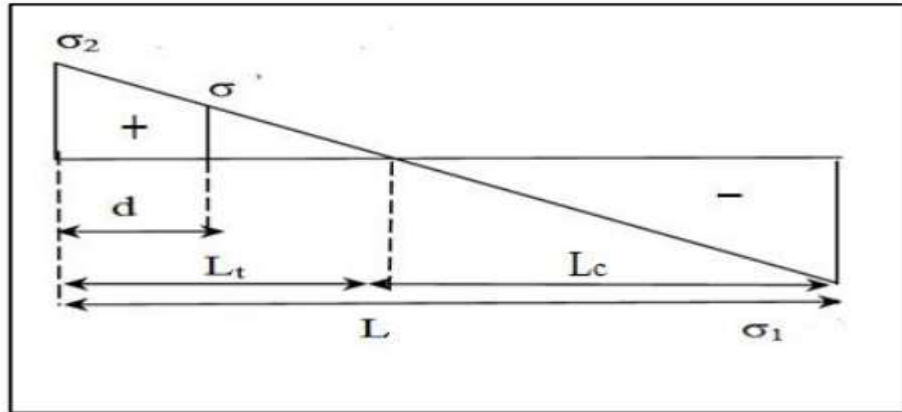


Fig V.4 : diagramme d'une section partiellement comprimée.

$L < d \Rightarrow$ on utilise la longueur de la partie tendue (L_t) pour le calcul de ferraillage.

de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \sigma_2 \times e \times L_t = 2846,12 \times 0,20 \times 0,76 = 432,6 \text{ KN}$$

$$A_s = T / (f_e / \gamma_b) = 6,26 \text{ cm}^2.$$

Le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) :

$$L_t = 76 \text{ cm} \rightarrow A_{\min} = 0,20\% \times e \times L = 0,002 \times 20 \times 150 = 6,00 \text{ cm}$$

Donc on prend dans la zone tendue : $A = \max (A_s ; A_{\min}) = \max (6,26 ; 3,04)$

$$A_s = 6,26 \text{ cm}^2$$

Globalement dans la section du voile :

$$A_s \geq 0,15\% \times a \times L = 0,0015 \times 20 \times 306 = 9,18 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$h' = h - 2L_t = 3,06 - 2 \times 0,76 = 1,54 \text{ m}$$

$$A \geq 0,10\% \times e \times h' = 0,0010 \times 20 \times 154 = 308 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \min (1,5e ; 30 \text{ cm}) = \min (1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

$$L_2 = L - 2L_1 = 306 - (2 \times 30) = 244 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N (\text{espacements}) : L_2/S_t = 244/20 = 12,24$$

On prend : $N (\text{espacements}) = 15$

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 15 + 1 = 16$$

✓ **La zone d'about :**

$$S_t/2 = 10 \text{ cm}$$

$$L_1 = L/10 = 30,6 \text{ cm}$$

$$N (\text{espacements}) = L_1/S_t = 3,06$$

On prend : N (espacements) = 4

⇒ N (barres) = N (espacements) + 1 = 4 + 1 = 5

✓ **Le diamètre :**

$$\varnothing \leq a/10 = 20\text{mm}$$

On adopte : $\varnothing = 12\text{mm}$

✓ **Zone courante :**

$$A_s = 16\text{HA } 12 = 18.10 \text{ cm}^2$$

✓ **La zone d'about :**

$$A_s = 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{tot}} = 2A_{\text{tend}} + A_{\text{comp}} = 2 \times 5.65 + 18.10 = 29.4\text{cm}^2$$

$$A_{s,\text{tot}} = 41.85 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} (\text{globale}) = 10.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

✓ **Ferraillage horizontal à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d = 0,296 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPA} \quad \text{Avec :}$$

$$\tau = 0.296 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 5 \text{ Mpa. (Pas de risque de cisaillement)}$$

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

k = 0 (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$$S_t \leq (1,5e, 30\text{cm}) \text{ donc : } S_t = 30\text{cm}$$

$$A_t \geq 0.13 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures**

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

Soit : $S_t = 30 \text{ cm}$.

• **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 30 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

• **Le pourcentage minimum d'armatures:**

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferraillage

qui est de l'ordre de :

0.25% de la section du voile considérée si:

$$A_{t.min}(RPA) = 0.25\% \times b \times S_t = 1.5cm^2$$

V.3.6 Schéma de ferrailage :

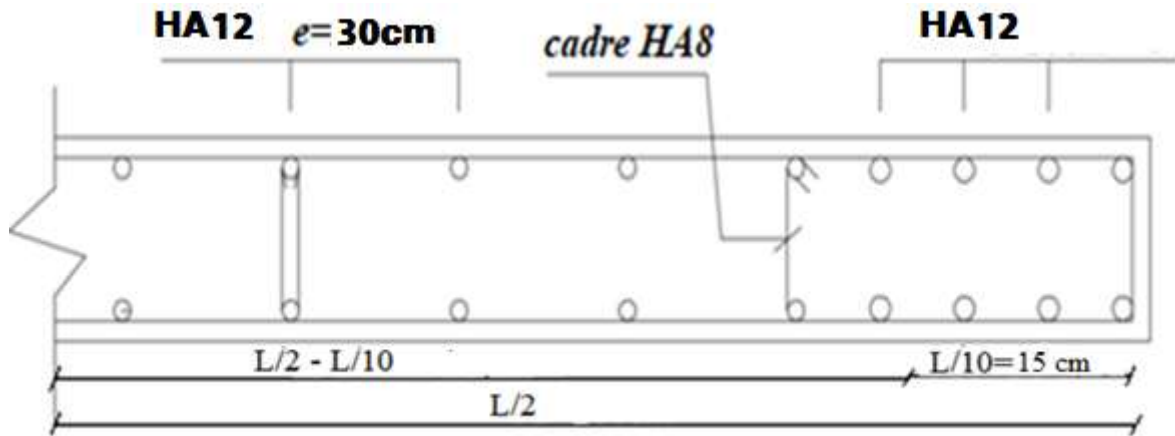


Fig V.5: Schéma de ferrailage des voiles

Chapitre VI

Etude de l'Infrastructure

VI.1. Etude de l'Infrastructure

VI.1.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles Posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.1.2. Le choix de type de fondation

Le choix de type de fondation dépend du :

- ❖ Type d'ouvrage à construire ;
- ❖ La nature et l'homogénéité du sol ;
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation ;
- ❖ La charge totale transmise au sol ;
- ❖ La raison économique ;
- ❖ La facilité de réalisation.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- si $S_0 > S$: la fondation par semelles isolées est possible ;
- si $S > S_0$ la solution de fondation superficielle n'est pas possible
- si $S \approx S_0$: c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

S : La surface totale minimale d'assise de fondation ;

$\overline{\sigma}$: 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.

$$S_0 = (9.55 * 19.05) + (8.90 * 9.7) = 268.25 \text{ m}^2$$

$$N_{\max} = 1312.58 \text{ KN (Robot)}$$

Suivant l'étude de sols élaborée sur le laboratoire LABO-N.H.C DE OM-LBOUGHI

On prend $\sigma_{sol} = 1.5$ bars.

$$S = \frac{N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{1312.58}{200} = 6.56 \text{ m}^2$$

•Vérification:

$$- \frac{S}{S_0} = \frac{6.56}{268.25} = 2.40\%$$

- $S / S_0 = 2.40 \% < 50 \%$

Alors on adopte une semelle isolé sous poteaux et filante sous voiles.

VI.1.3. 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.1.4. Calcul des semelles

VI.1.4.1. Calcul de la semelle isolée

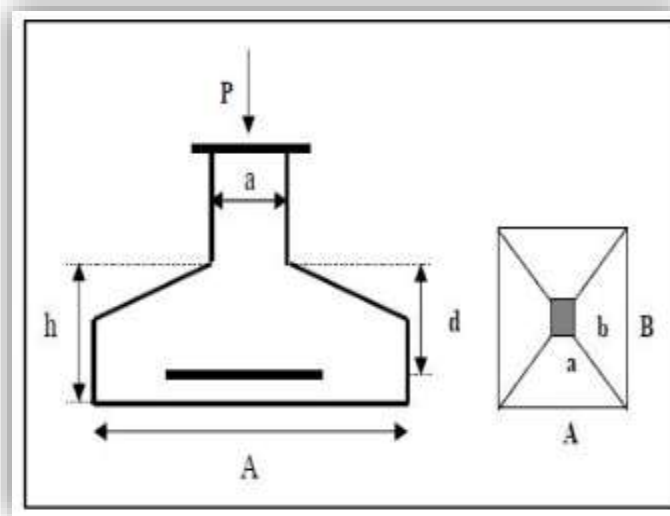


Figure VI.1 : Semelle isolé.

➤ Condition d'homogénéité

$a = 35 \text{ cm}$, $b = 40 \text{ cm}$

$a/b = 0.88$

On a :

$N_{ser} = 958,12 \text{ KN}$; $M_{ser} = 4,43 \text{ KN.m}$

$N_u = 1312,58 \text{ KN}$; $M_u = 6,09 \text{ KN.m}$

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 4.79 \text{ m}^2; \quad \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = 6.56 \text{ m}^2$$

Donc le prédimensionnement se fera à l'ELU

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_u}{A \times B} \quad A \times B = \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1312.58}{200}} = 2.56 \text{ m}$$

$$B = A = 2.56 \text{ m}$$

Donc finalement on choisi une semelle de (2.60m×2.60m).

➤ Détermination de "d" et "ht"

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles)

$$d \geq A - a / 4 = 56.25 \text{ cm} \Rightarrow d \approx 60$$

$$B - b / 4 = 55 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } h = d + 5 \text{ cm} \rightarrow h = 60 \text{ cm}$$

➤ Vérification des conditions de stabilité

Selon le BAEL on a :

$$e_{0,u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.09}{1312.58} = 0.004 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.004 \text{ m} \leq A / 6 = 2.60 / 6 = 0.43 \dots\dots\dots \text{CV}$$

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 :

$$e_0 = 0.004 \text{ m} \leq A / 4 = 2.60 / 4 = 0.65 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Vérification des conditions de rigidité

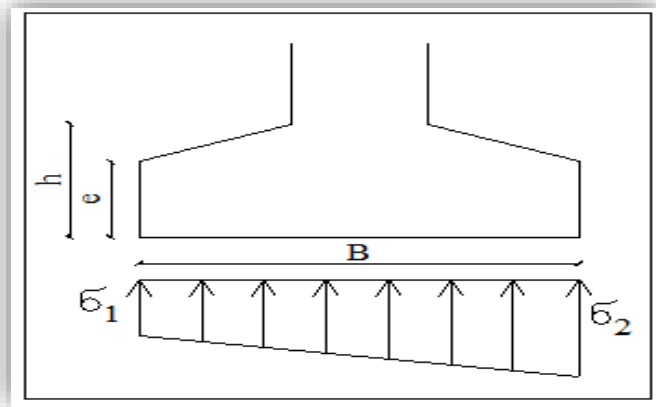


figure VI.2. Schéma équivalent d'une semelle isolée.

$$\sigma_1 = \left(1 - \frac{6e_0}{B} \right) \cdot \frac{N_u}{A \cdot B} =$$

$$\sigma_2 = \left(1 - \frac{6 * 0.004}{2.60} \right) \cdot \frac{1312.58}{2.60 * 2.60} = 192.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right) \cdot \frac{N_u}{A \cdot B}$$

$$\sigma_2 = \left(1 + \frac{6 * 0.004}{2.60} \right) \cdot \frac{1312.58}{2.60 * 2.60} = 194.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_1 + 3\sigma_2}{4} = 193.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 193.71 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.1.4.2. Calcul du ferrailage :

• Poids propre de la semelle

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{\text{suml}} = 25 \times (2.60) \times (2.60) \times 0.60 = 101.40 \text{ KN}$$

• **Sens X-X**

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$N_{u'} = \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) N_u$$

$$N_{u'} = \left(1 + \frac{3 * 0.004}{2.60} \right) * 1312.58 = 1318.63 \text{ KN}$$

$$A_{xst} = \frac{N'_s (A - a)}{8x d x \sigma_s} = \frac{1318.63 (2.60 - 0.35)}{8x0.60x348} = 17.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{xst} = A_{yst} = 17.76 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 1.03 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 17.76 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 12 \text{ HA}14 = 18.47 \text{ cm}^2$

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**

$$L_s = \frac{\sigma}{4} x \frac{f_e}{\tau_s} \text{ avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} ; (\psi = 1.5 \text{ pour les barres HA})$$

$$L_s = 50 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq L_s \leq B/4$$

$$B/8 \leq 50 \text{ cm} \leq B/4 ; 33 \text{ cm} \leq 50 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VI.1.4.3. Vérification du non poinçonnement de la semelle

$$a1 = a + h = 2.6 + 0.60 = 3.20 \text{ m}$$

$$b1 = b + h = 2.6 + 0.60 = 3.20 \text{ m}$$

$$a2 = a + 2h = 2.6 + (2 \times 0.60) = 3.80 \text{ m}$$

$$b2 = b + 2h = 2.6 + (2 \times 0.60) = 3.80 \text{ m}$$

$$uc = 2(a1 + b1) = 2(3.20 + 3.20)$$

$$uc = 12.80 \text{ m}$$

$$Pu' = (Ps + 1.35 \times Go) [1 - (a2 \times b2 / AB)] = -181.32 \text{ KN}$$

$$Pu' = -181.32 \text{ KN} \leq 0.045 \times uc \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 576 \text{ KN}$$

Schéma de ferrailage :

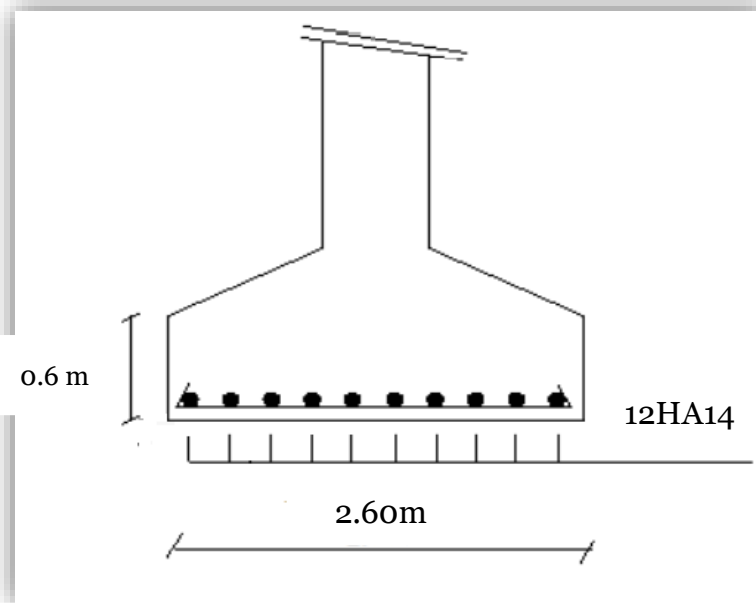


Figure VII.3. Ferrailage de la semelle intermédiaire.

VI.1.5. Calcul de la semelle filante sous voile

VI.1.5.1. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 20 cm

Avec : $L=4.60m$

➤ Calcul des sollicitations

$N_u=828.32$ KN; $M_u=36.19$ KN.m

$N_{ser}=605.27$ KN; $M_{ser}= 26.50$ KN.m

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{828.32}{4.60} = \mathbf{180.06 \text{ KN/ml}}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{36.19}{4.60} = \mathbf{7.86 \text{ KN/ml}}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{605.27}{4.60} = \mathbf{131.58 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{26.50}{4.60} = \mathbf{5.76 \text{ KN/ml}}$$

➤ Vérification

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 3.02 \text{ m}^2 ; \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 4.14 \text{ m}^2$$

Donc le Prédimensionnement se fera à l'ELU

➤ Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7.86}{180.06} = 0.043 \text{ m}$$

Il est vraisemblablement que

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 0.258m$$

Il faut que

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.043}{0.258}\right) \frac{180.06}{200} = 1.35 m$$

Donc on adopte : B=1.50 m

$$B = 1.50m \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.043}{1.5}\right) \frac{180.06}{1 \times 1.5} = 130.36 \text{ KN/m}^2$$

130.36 KN/m² < 200KN/m²cv

$$d \geq \frac{B - b}{4} = 0.32 \Rightarrow d = 35\text{cm} \text{ et } h = d + 5 = 40 \text{ cm}$$

➤ **Le ferrailage**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{N_u}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B - b) = \frac{180.06}{8 \times 0.35 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.043}{1.5}\right) (1.5 - 0.20) = 2.60 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 6.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_s\} = 6.34 \text{ cm}^2$$

On adopte : **As=6HA12=6.76 cm²/ml**

➤ **L'espacement**

Soit : St= 100/6=17cm

➤ **Vérification de l'espacement**

St =17cm ≤ min (3h, 33 cm) =33cm... cv

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{6.76}{4} = 1.59 \text{ cm}^2$$

Soit : Arep =4HA10/ml=3.14 cm²/ml

Soit : St=25cm

➤ **Vérification de l'espacement**

St =25cm ≤ min (3h, 33 cm) = 33cm..... CV.

• **La longueur de scellement**

$$L_s = \frac{\emptyset}{4} = \frac{f_e}{\tau_s} \text{ avec : } \overline{\tau_s} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} ; (\psi = 1.5 \text{ pour les barres HA})$$

Ls=46cm

$$B/8 \leq L_s \leq B/4$$

$$B/8 \leq 46 \text{ cm} \leq B/4 ; 3 \cdot 1. 25\text{cm} \leq 46\text{cm} \leq 62.5\text{cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

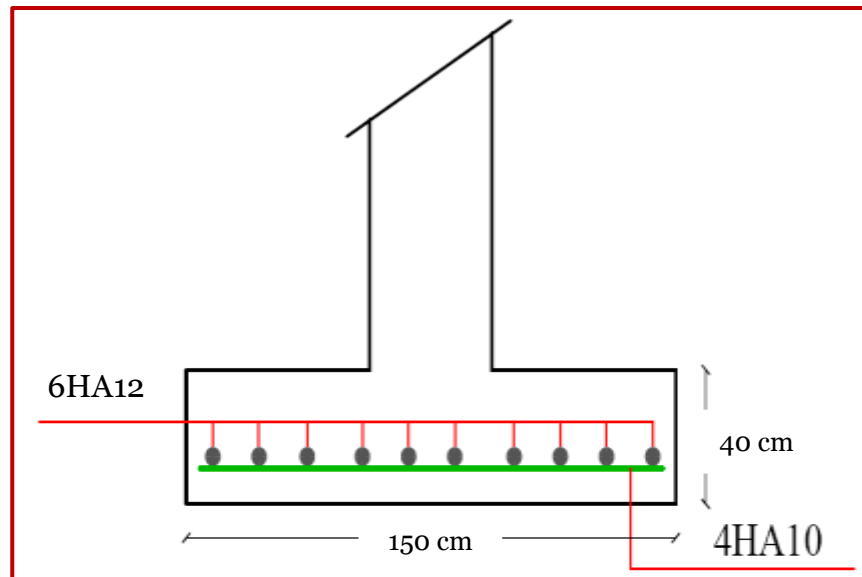


Figure VI.4: Ferrailage de semelle filante sens x-x

VI.2. Les longrines

VI.2.1. Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles, leurs rôles d'aborder l'effort normal provenant des charges et surcharges et les transformer à un effort de traction.

VI.2.2 .Pré dimensionnement: R.P.A 99-2003 [A10.1.1 page 88],

Pour un sol de fondation de catégorie (S 3) , les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (30 x 25) cm².

On adopte (b x h) = (30 x 30) cm².

VI.2.3.Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

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.Ferrailage de la longrine

➤ A l'état limite ultime

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{15\sigma_s}$$

On à: $N_u = 1312.58 \text{ KN}$

$$\text{Alors: } A_u \geq \frac{1312.58 \times 10}{348 \times 15} = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$N_{ser} = 958,12 \text{ KN}$

$$\text{Alors: } A_s \geq \frac{958,12 \times 10}{15 \times 201.66} = 3.16 \text{ cm}^2$$

VI.2.5. Section minimale : (RPA 99)

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ).

Alors: $A_r \geq 0.6\% \times (30 \times 30)$

$A_r = 5.40 \text{ cm}^2$

➤ Résultats

$A = \max [A_u ; A_{ser} ; A_r] = 5.40 \text{ cm}^2$

On adopte **A = 6 HA 12 = 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 : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Schéma de ferrailage :

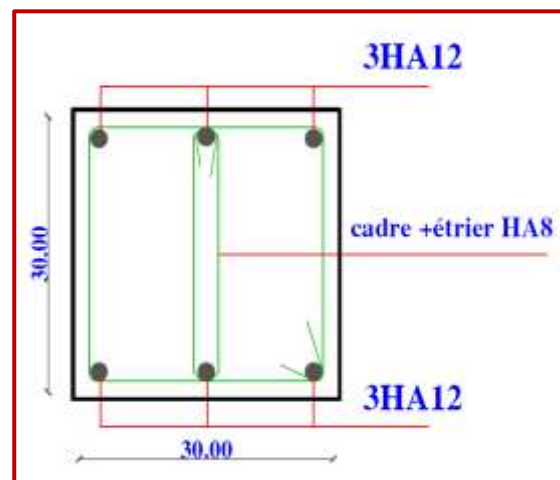


Figure.VI.5 : schéma de Ferrailage des longrines.

Conclusion

Conclusions

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.
- 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 2019**, 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.

Références

Bibliographiques

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 armé (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
- Internet.

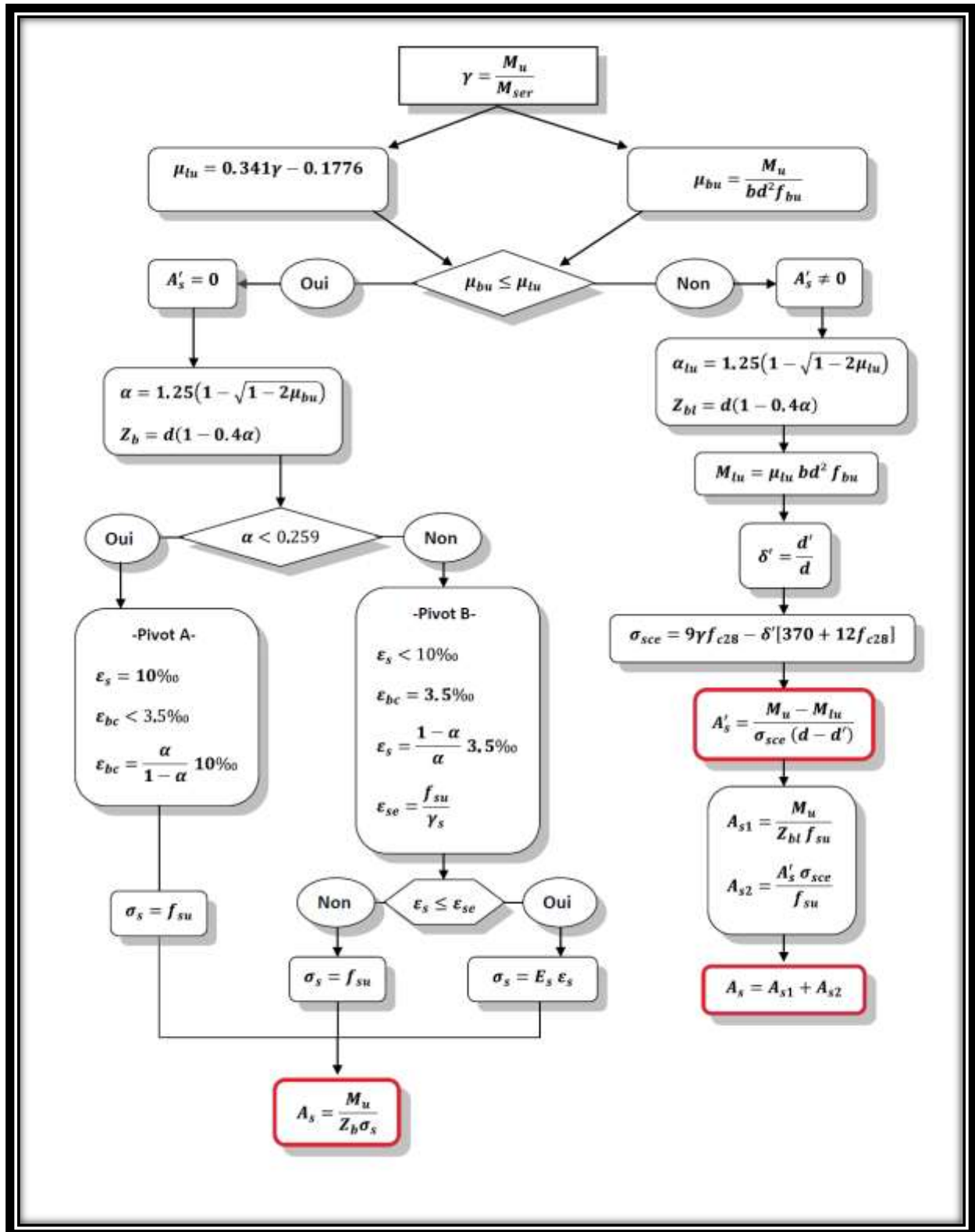
Cours:

- Cours de dynamique des structures Université Abbes laghrou
- Cours de béton armé Université Abbes laghrou
- Cours de bâtiment Université Abbes laghrou
- Cours de résistance des matériaux Université Abbes laghrou
- Cours de génie parasismique Université Abbes laghrou
- Cours de robot structural analyses Professional Université Abbes laghrou

Logiciels et programmes :

- AutoCAD 2021 (Dessin).
- ROBOT 2019 (Analyse des structures et modélisation).
- Office 2013 (Word; Excel).

Annexe



ANNEXE 1 : ORGANIGRAMME DE CALCUL : FLEXION SIMPLE A ELU (SECTION RECTANGULAIRE).

Vérification à E.L.S

$$M_{ser} ; h ; b ; d=0.9 h ; d'=0.11 h ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} ; A_s ; A_s'$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_c & \text{pour FPP} \\ \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{1.6 f_{t28}} \right) \right\} & \text{pour FP} \\ \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} & \text{pour FTP} \end{cases}$$

y Solution positive de :

$$b y^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s' (y - d')^2 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} ; \sigma_{bc} = k y ; \sigma_{st} = 15 k (d - y) ; \sigma_{sc} = 15 K (y - d')$$

oui

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

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

non

E.L.S vérifiée

Dimensionnement à l'E.L.S

ANNEXE 2 : ORGANIGRAMME DE CALCUL : FLEXION SIMPLE A ELS (SECTION RECTANGULAIRE).

II- Section en T

Flexion simple d'une section en T à l'E.L.U

$$\begin{aligned} & M_u; b; d = 0.9 h; b_0; h_0; \gamma_s = 1.15; \gamma_b = 1.5; f_{c28}; f_e \\ \theta = & \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{si } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ 0.85 & \text{si } t < 1 \text{ h} \end{cases} \end{aligned}$$

θ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}; \quad f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_u \leq M_0$$

oui

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 $b_0, d; \bar{M}_u$

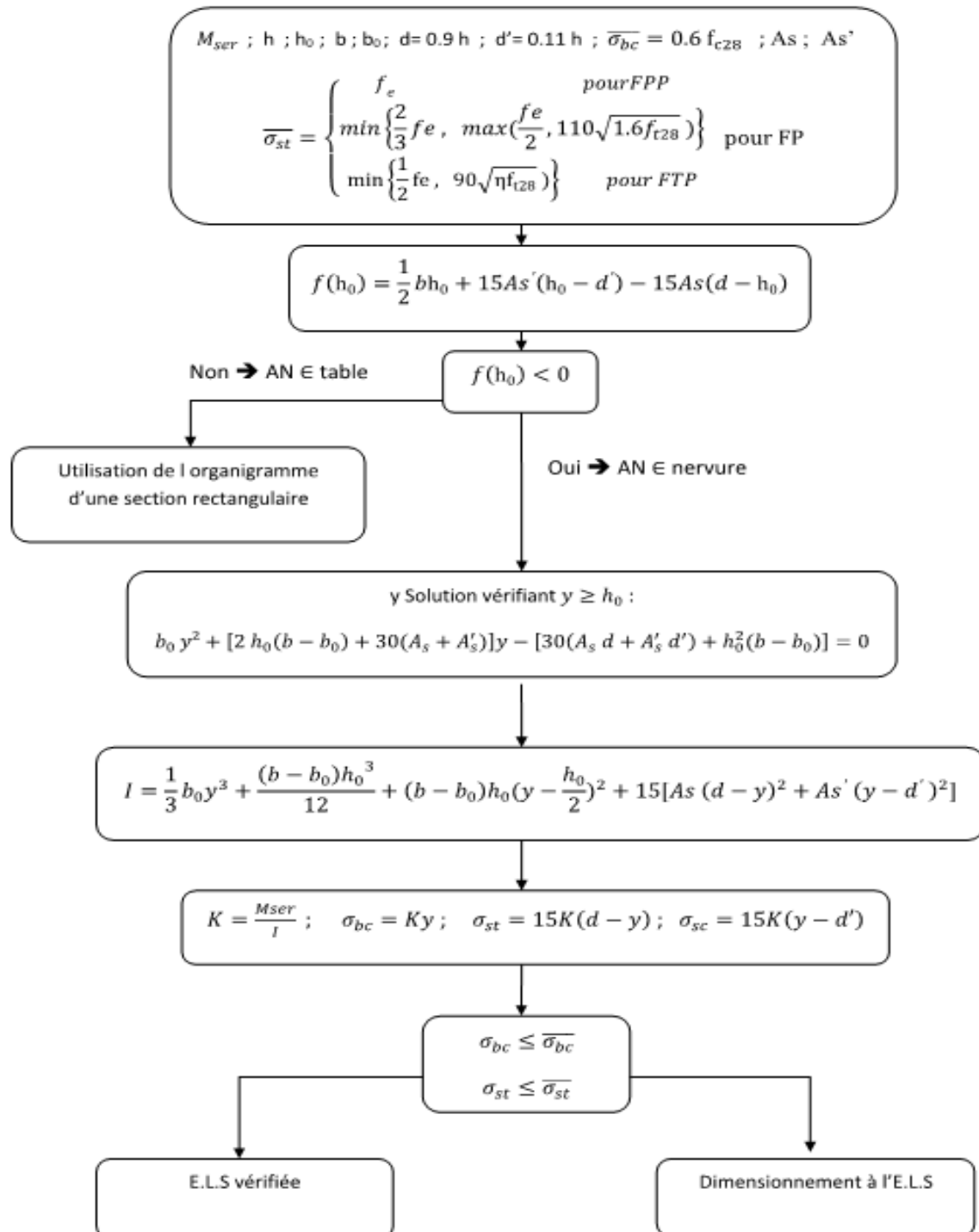
$$\Rightarrow \bar{A}_s \text{ et } \bar{A}'_s$$

$$A_s = \frac{[\bar{A}_s f_{su} + (b - b_0) h_0 f_{bu}]}{f_{su}}$$

$$A'_s = \bar{A}'_s$$

ANNEXE 3 : ORGANIGRAMME DE CALCUL : FLEXION SIMPLE A ELU (SECTION EN TE).

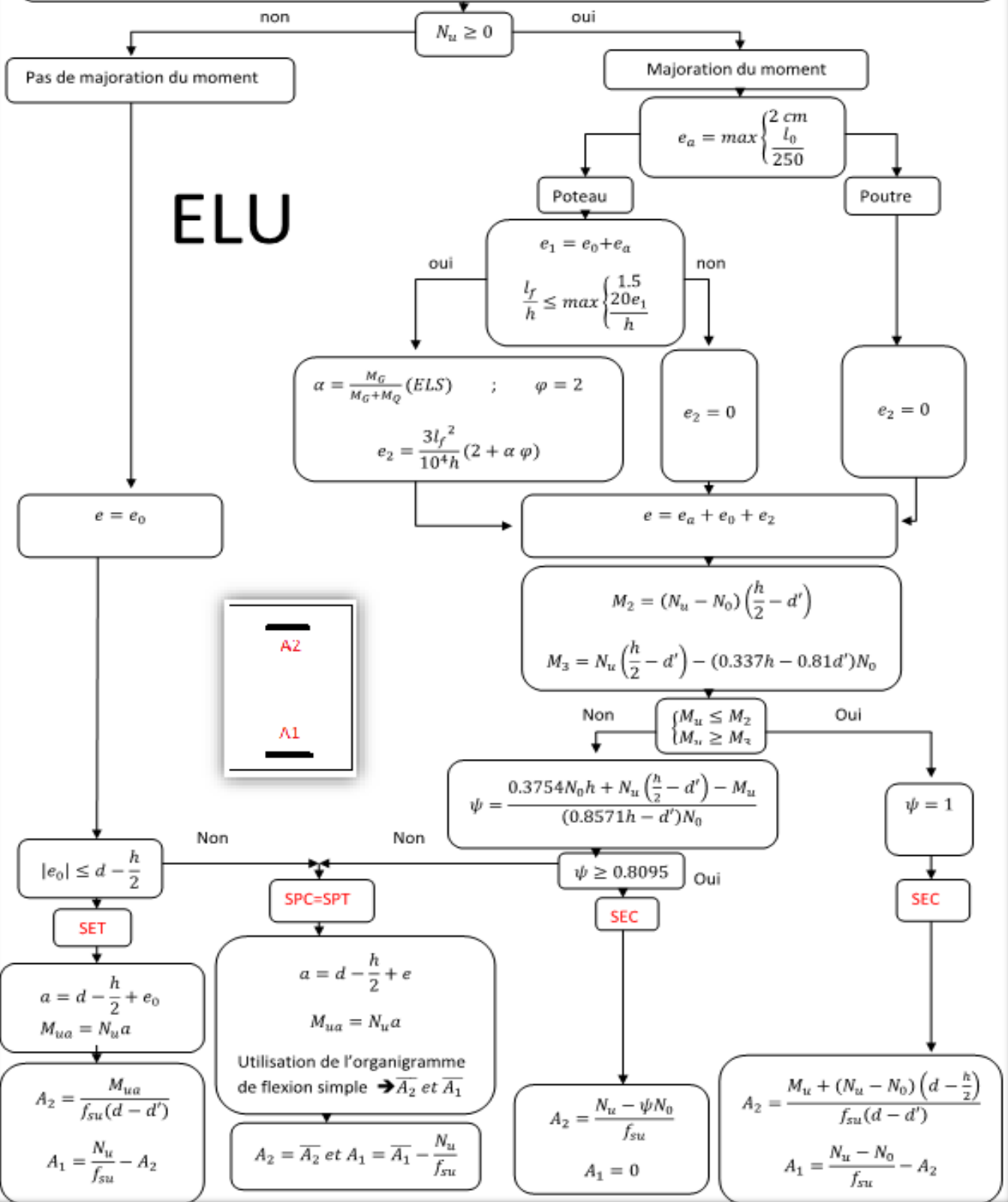
Vérification à E.L.S d'une section en T



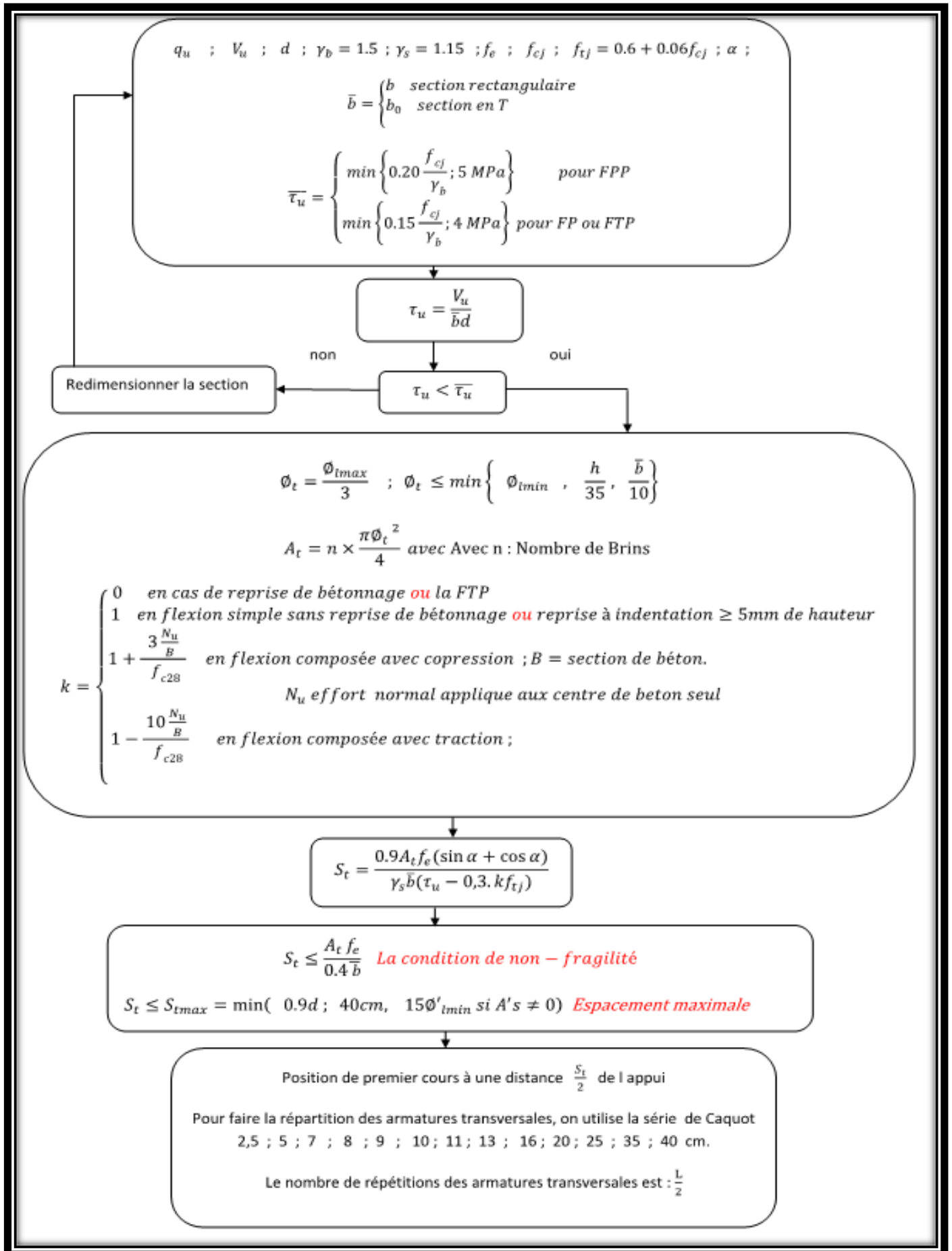
ANNEXE 4 : ORGANIGRAMME DE CALCUL : FLEXION SIMPLE A ELS (SECTION EN TE).

$$M_u ; N_u ; e_0 = \frac{M_u}{N_u} ; b ; h ; d = 0.9 h ; d' = 0.11 d ; f_{c28} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; \theta$$

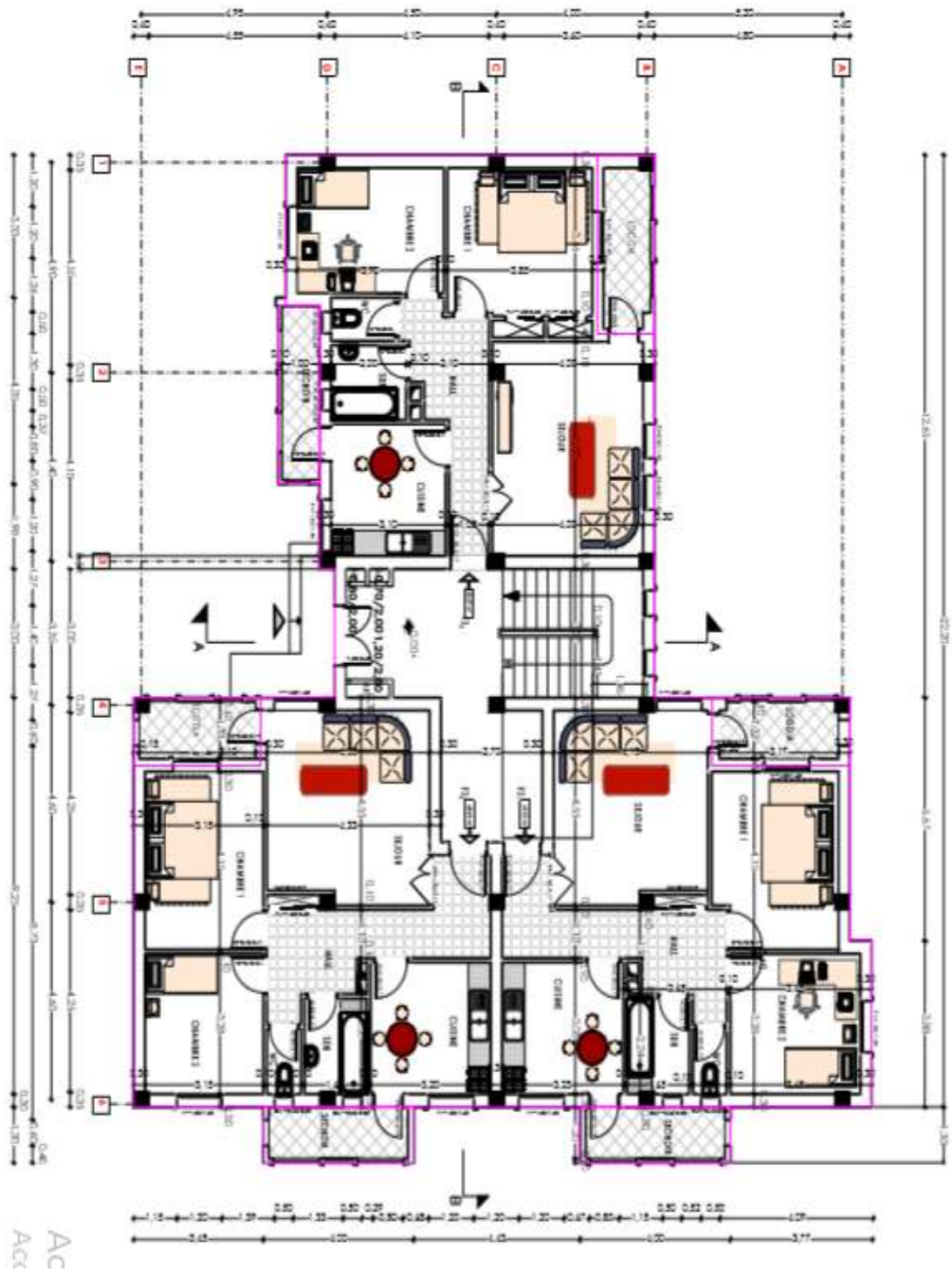
$$f_{su} = \frac{f_c}{\gamma_s} ; f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; B ; N_0 = b h f_{bu} ; l_f = k l_0 ; k = \begin{cases} 0.5 & \text{encastré - encastré} \\ 1 & \text{articulé - articulé} \\ 0.7 & \text{encastré - articulé} \end{cases}$$



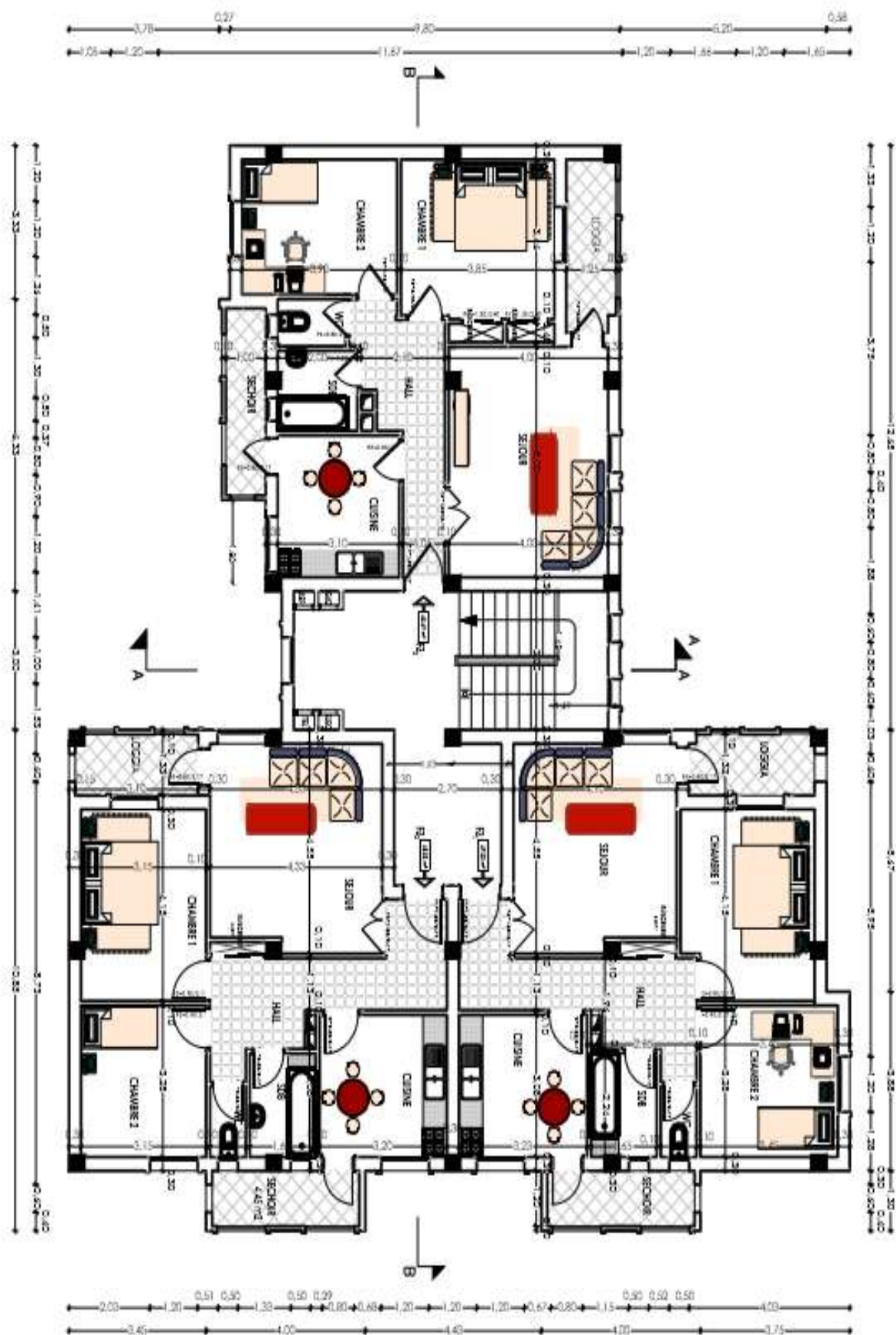
ANNEXE 5 : ORGANIGRAMME DE CALCUL : FLEXION COMPOSEE A ELU.



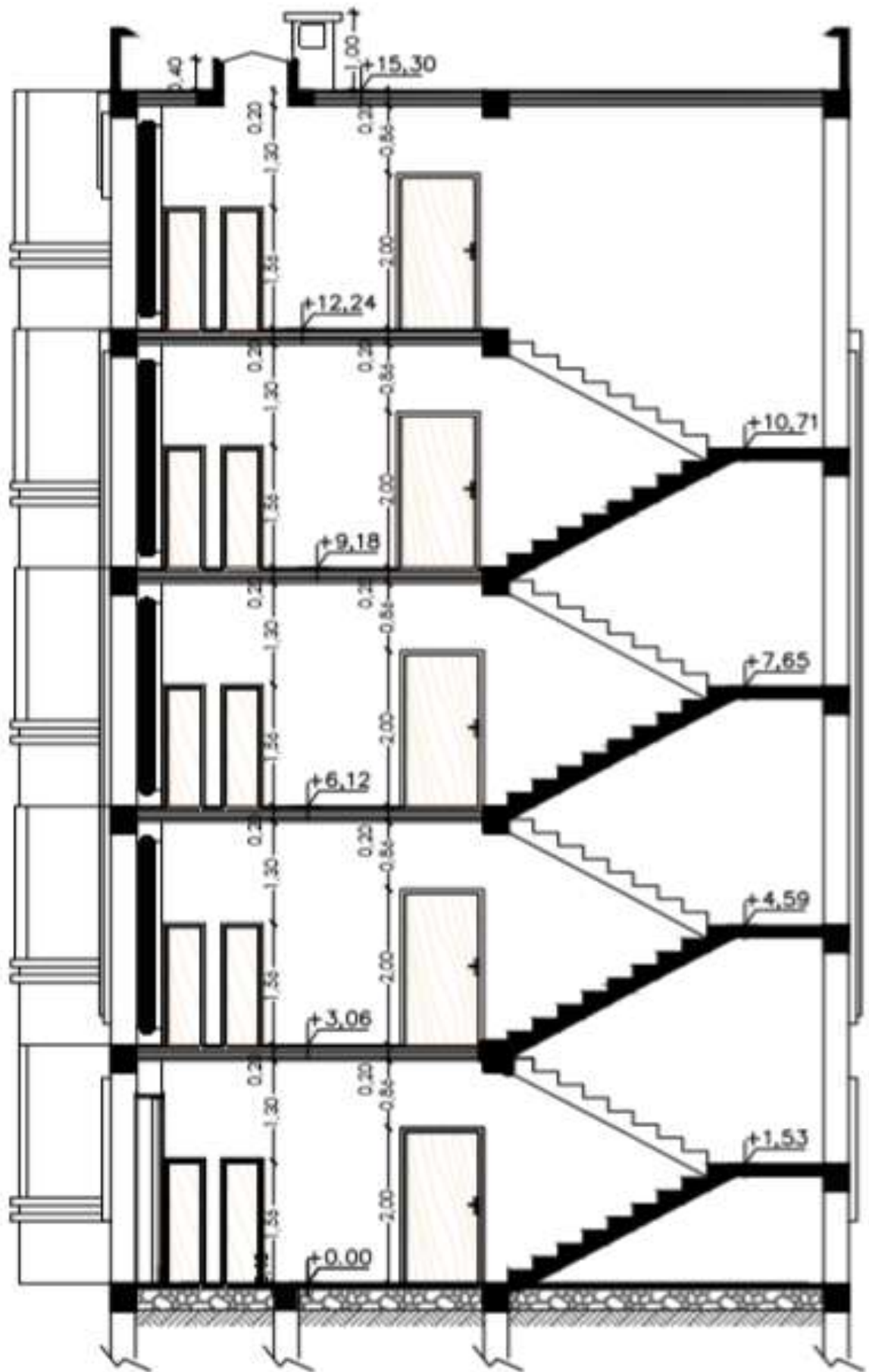
ANNEXE 6 : ORGANIGRAMME DE CALCUL : EFFORT TRANCHANT.



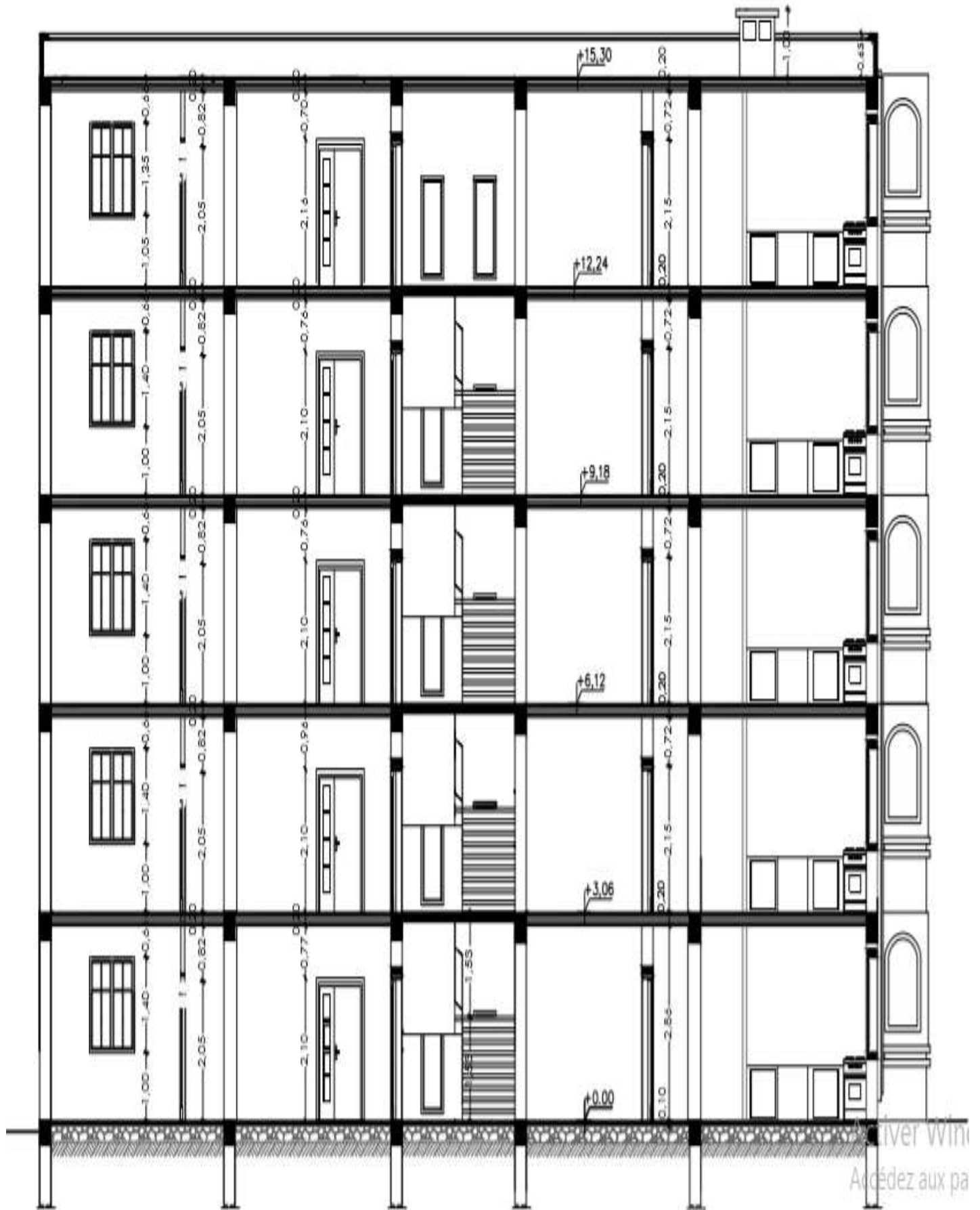
ANNEXE 7 : PLAN D'ARCHITECTURE DU REZ DE CHAUSSEE.



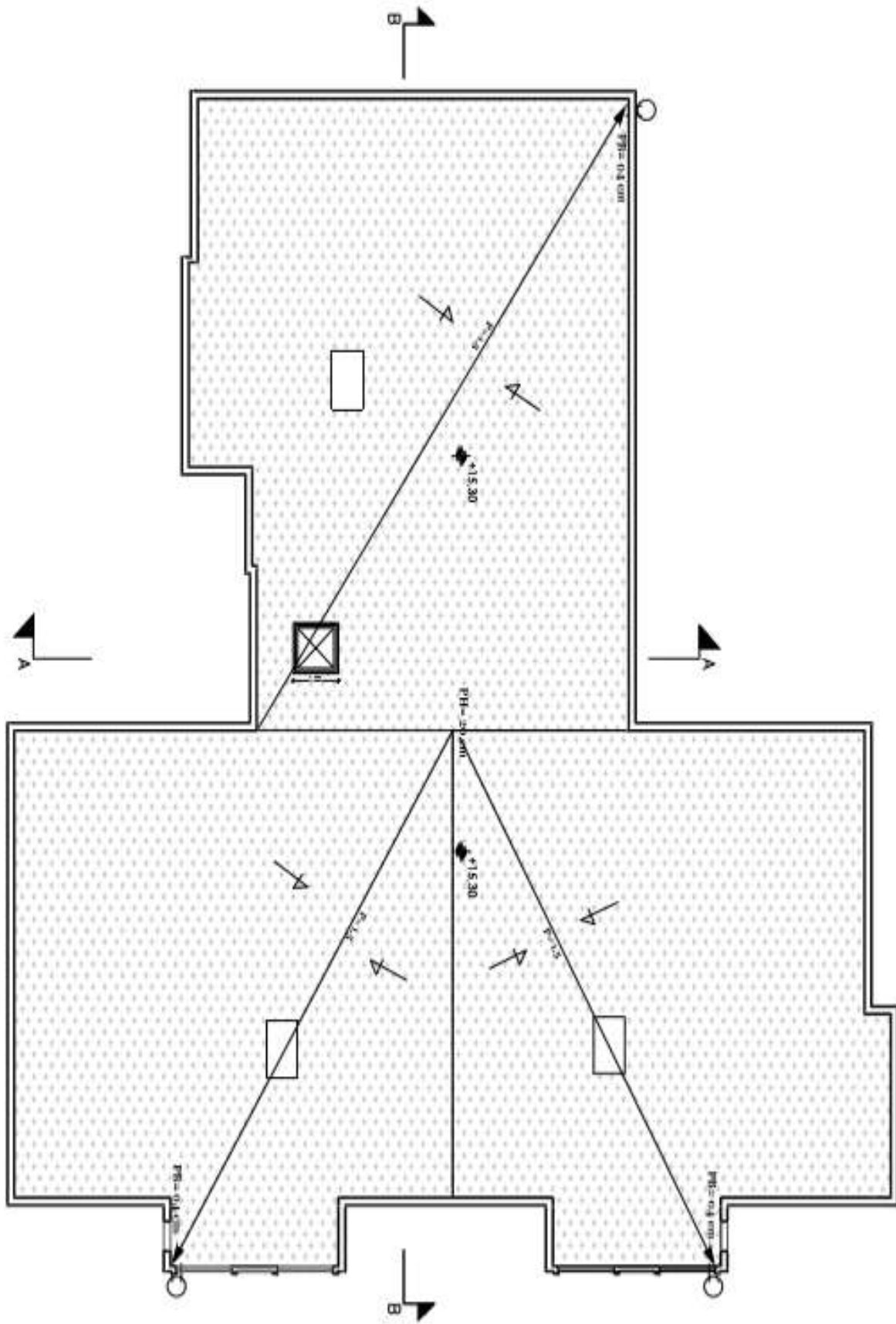
ANNEXE 8 : PLAN D'ARCHITECTURE DE L'ETAGES COURANTS.



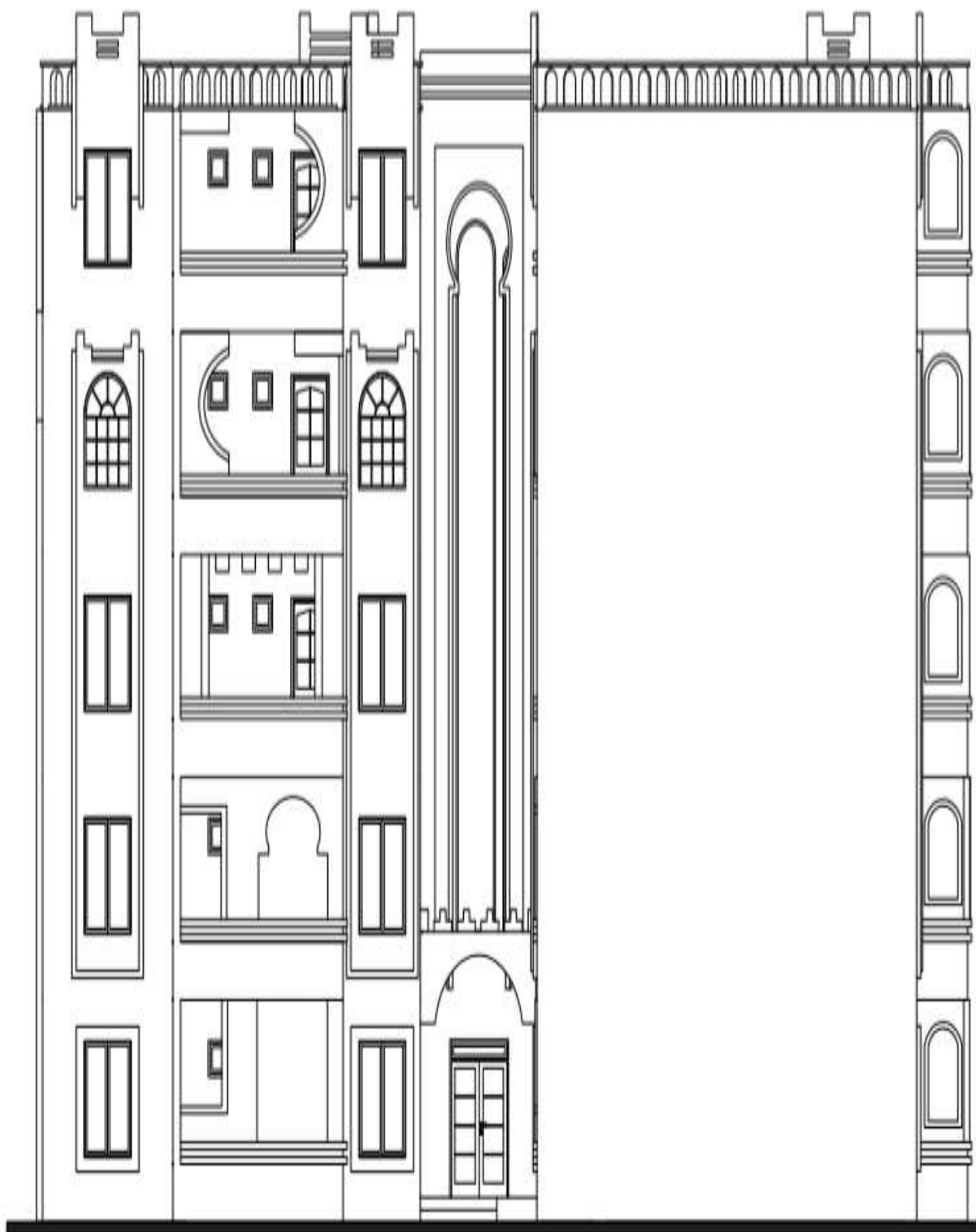
ANNEXE 9 : COUPE A-A DU PLAN D'ARCHITECTURE.



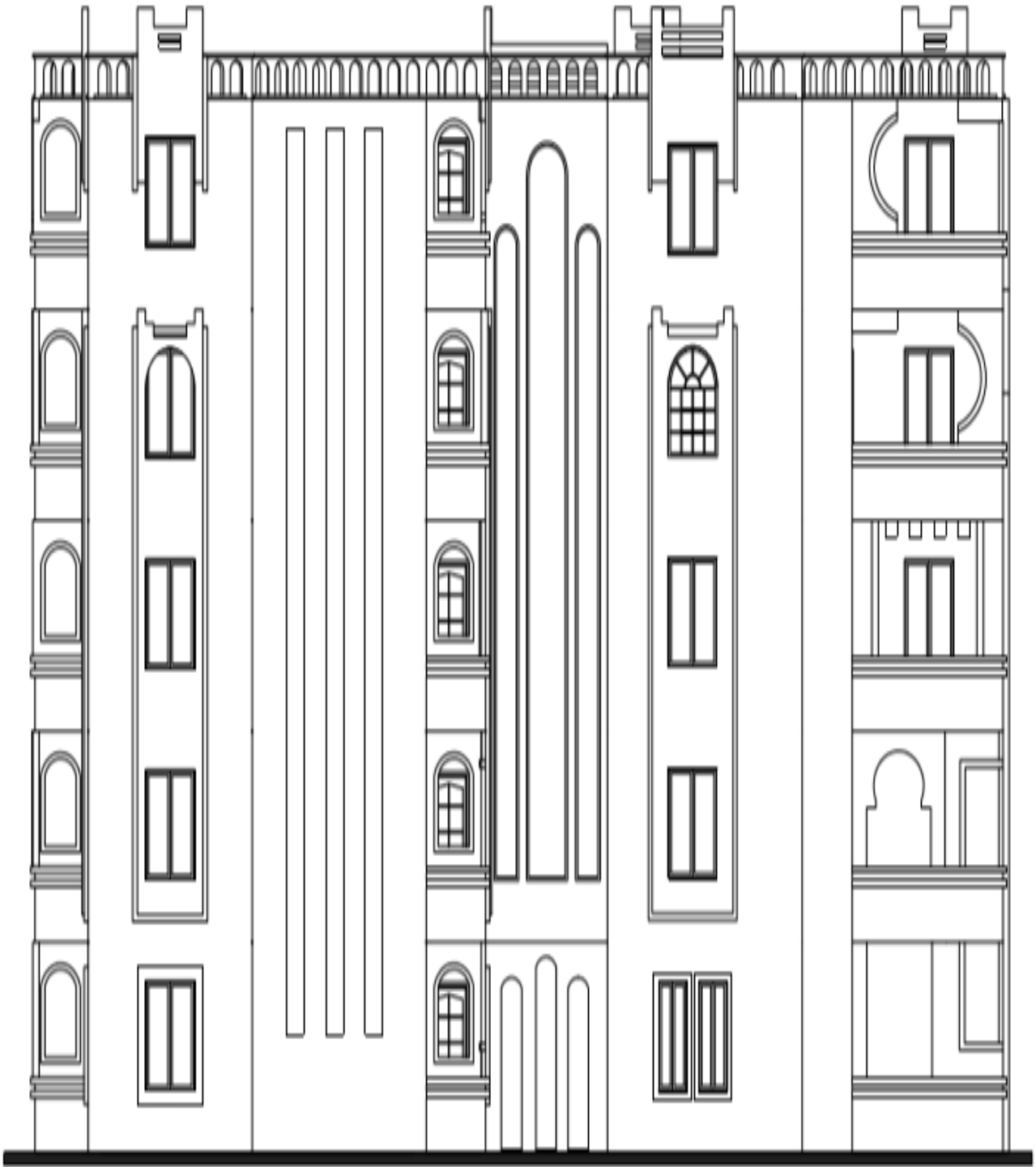
ANNEXE 10 : COUPE B-B DU PLAN D'ARCHITECTURE.



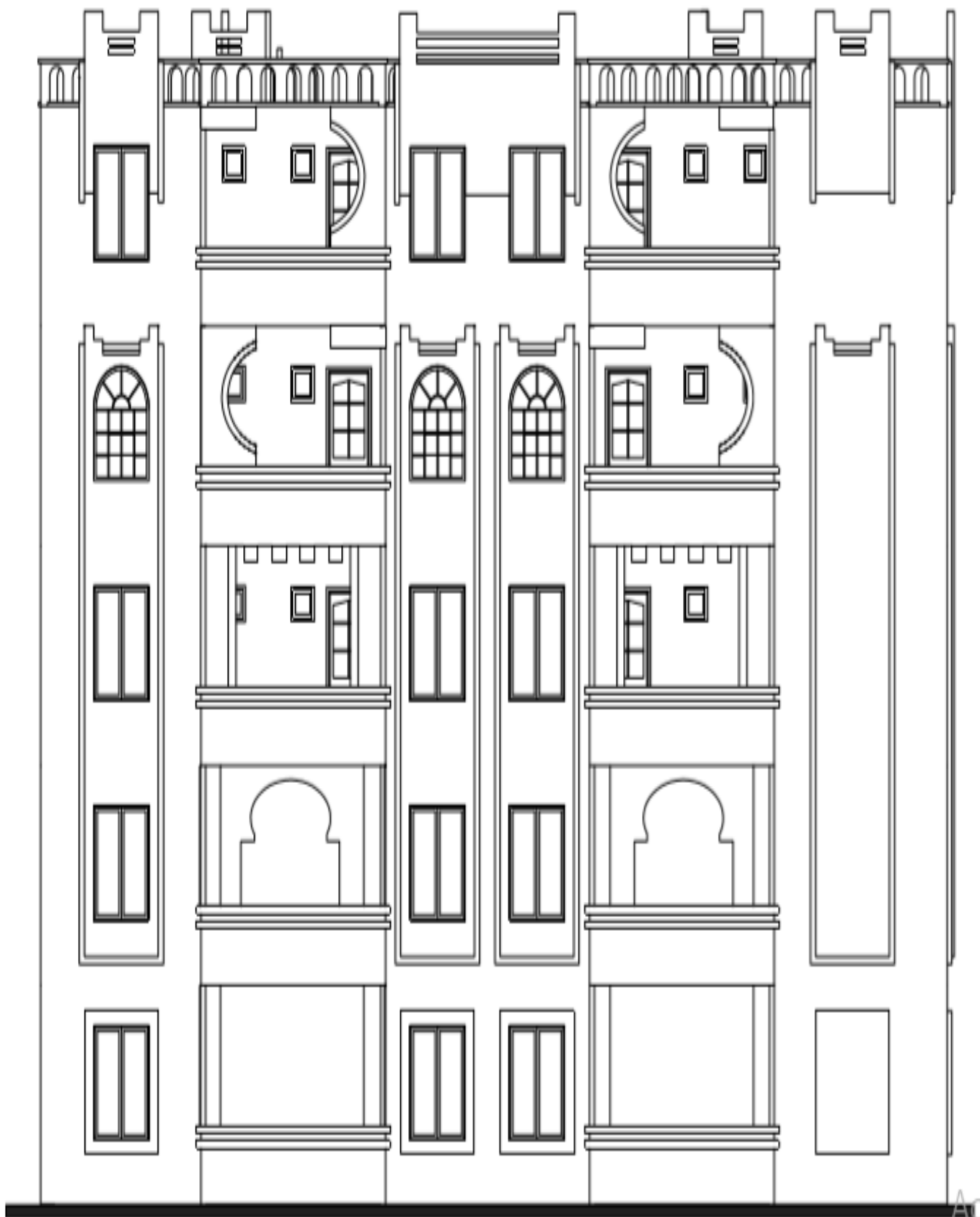
ANNEXE 11 : PLAN D'ARCHITECTURE DE LA TERRASSE .



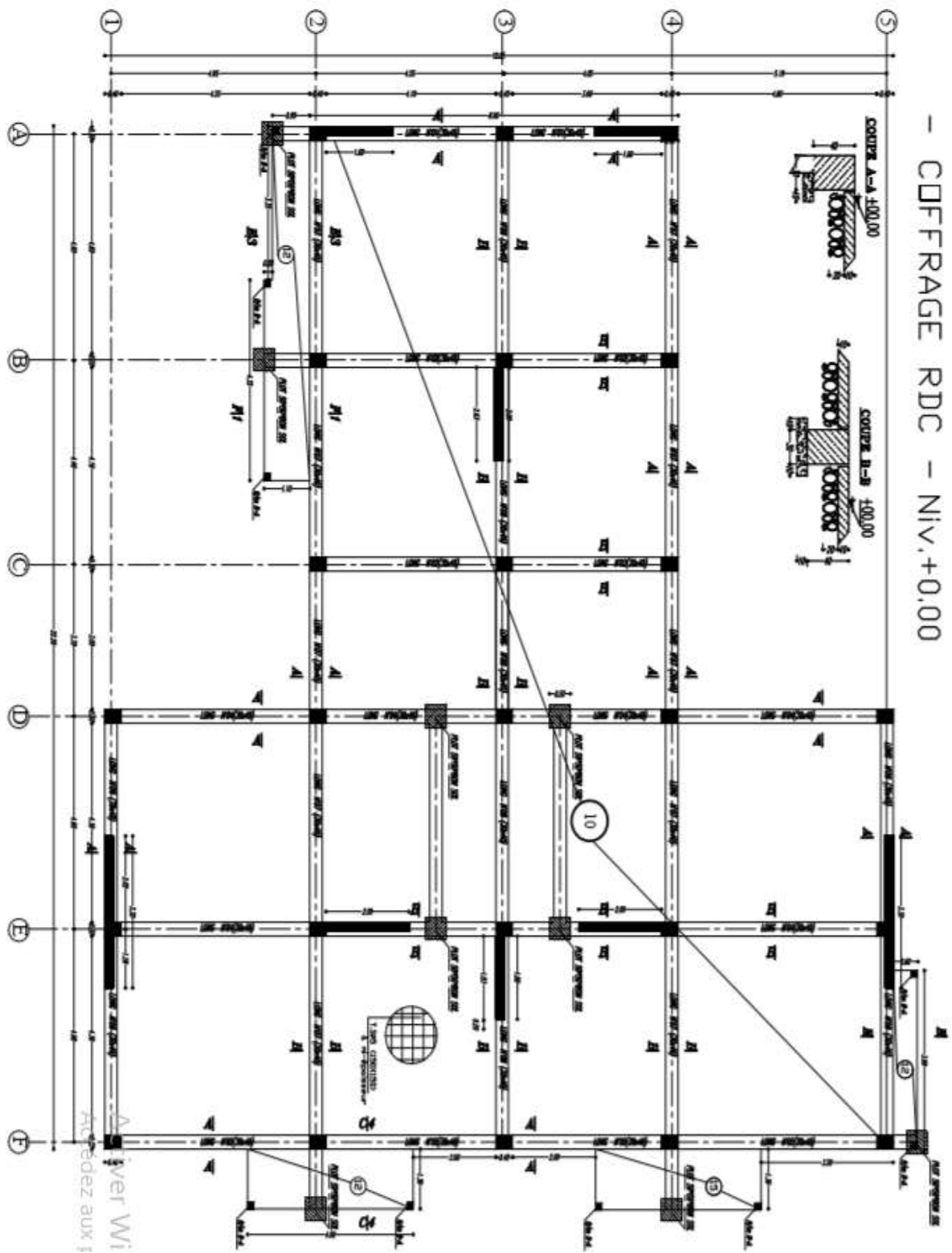
ANNEXE 12 : PLAN D'ARCHITECTURE FAÇADE PRINCIPALE .



ANNEXE 13 : PLAN D'ARCHITECTURE FAÇADE POSTERIEURE .

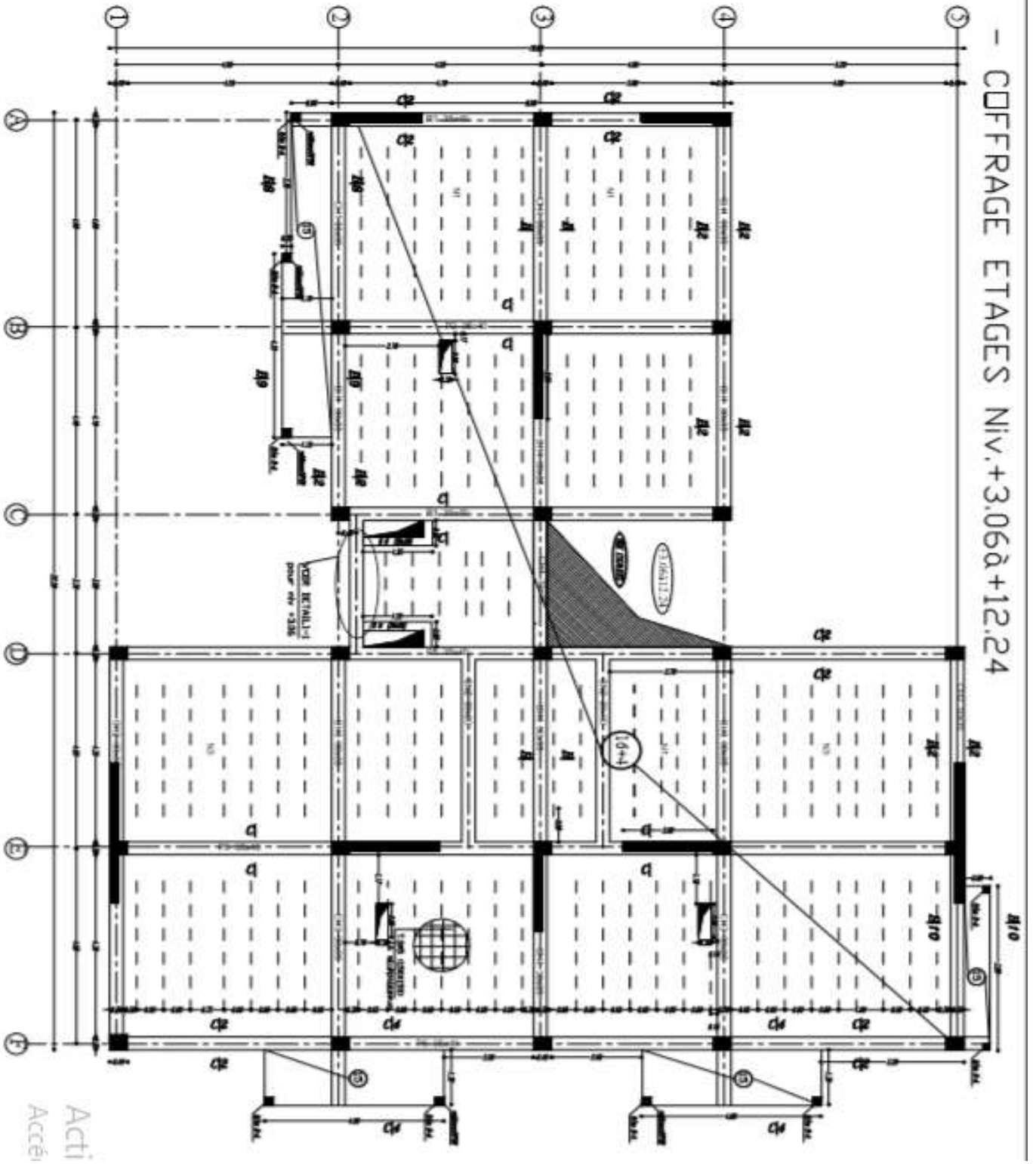


ANNEXE 14 : PLAN D'ARCHITECTURE FAÇADE LATÉRALE .

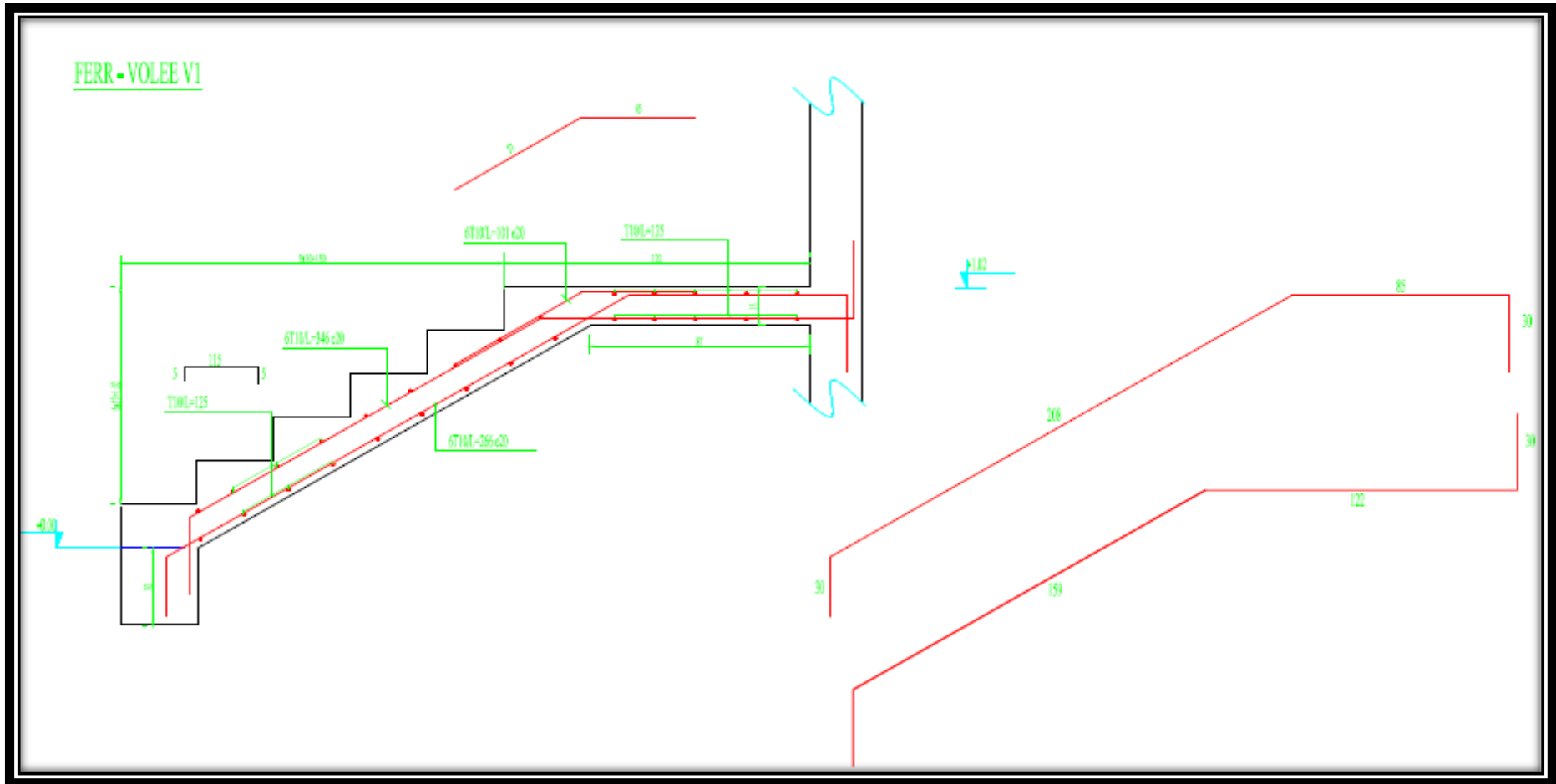


ANNEXE 15 : PLAN DE COFFRAGE DU REZ DE CHAUSSEE -NIV +0.00-.

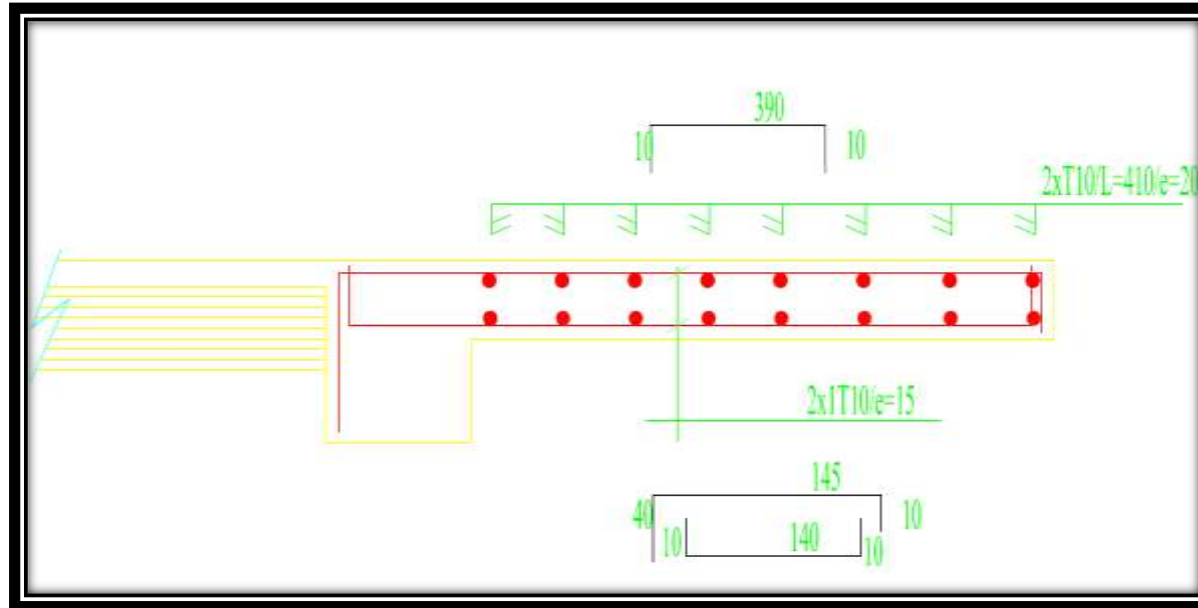
- COFFRAGE ETAGES Niv.+3.06à+12.24



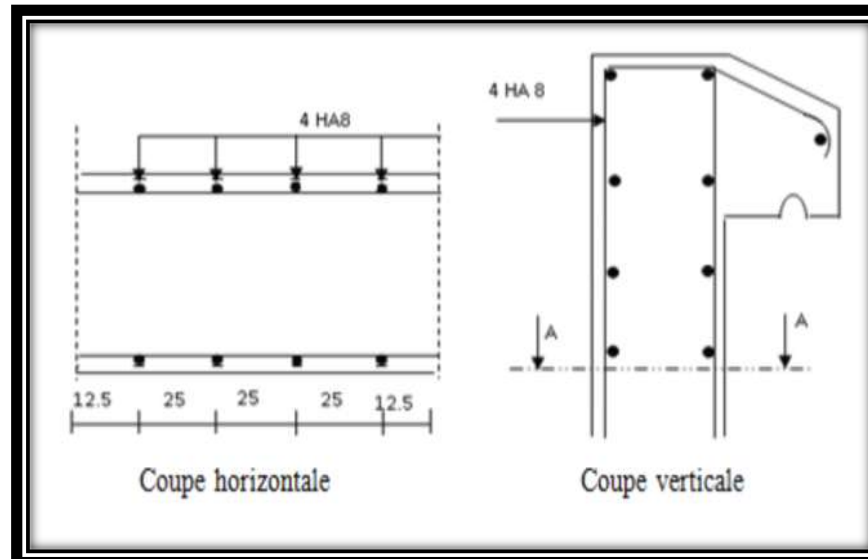
ANNEXE 16 : PLAN DE COFFRAGE DES ETAGES NIV + 3.06 A +12.24 .



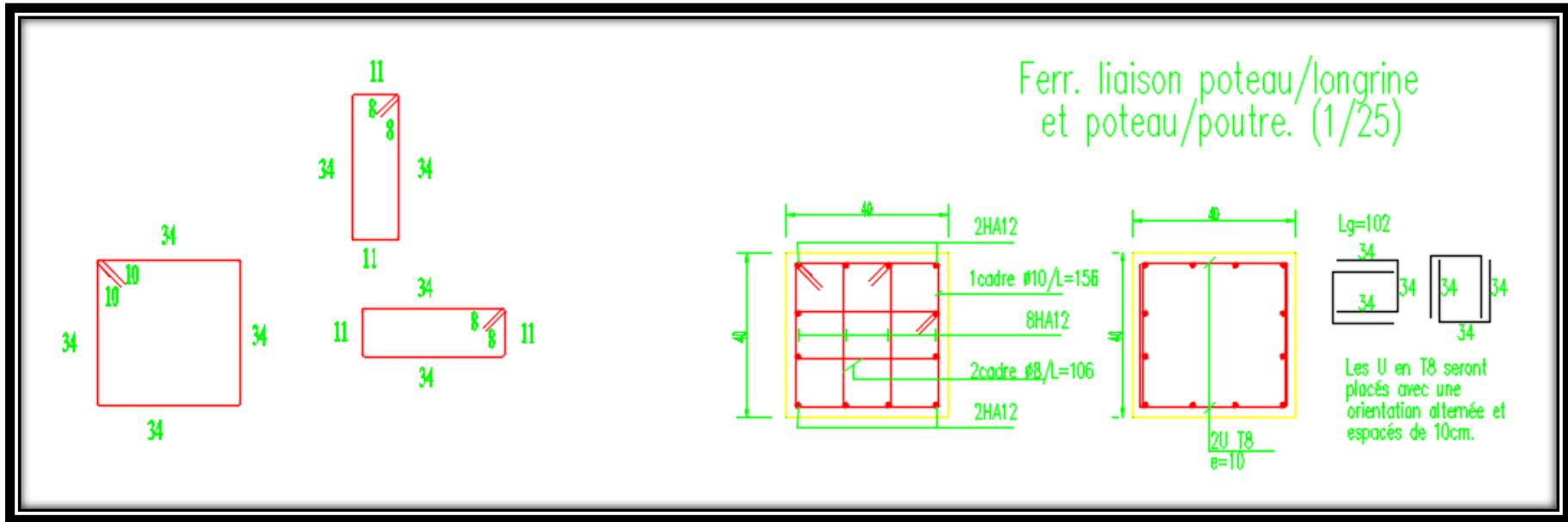
ANNEXE 18 : PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER (VOLEE1).



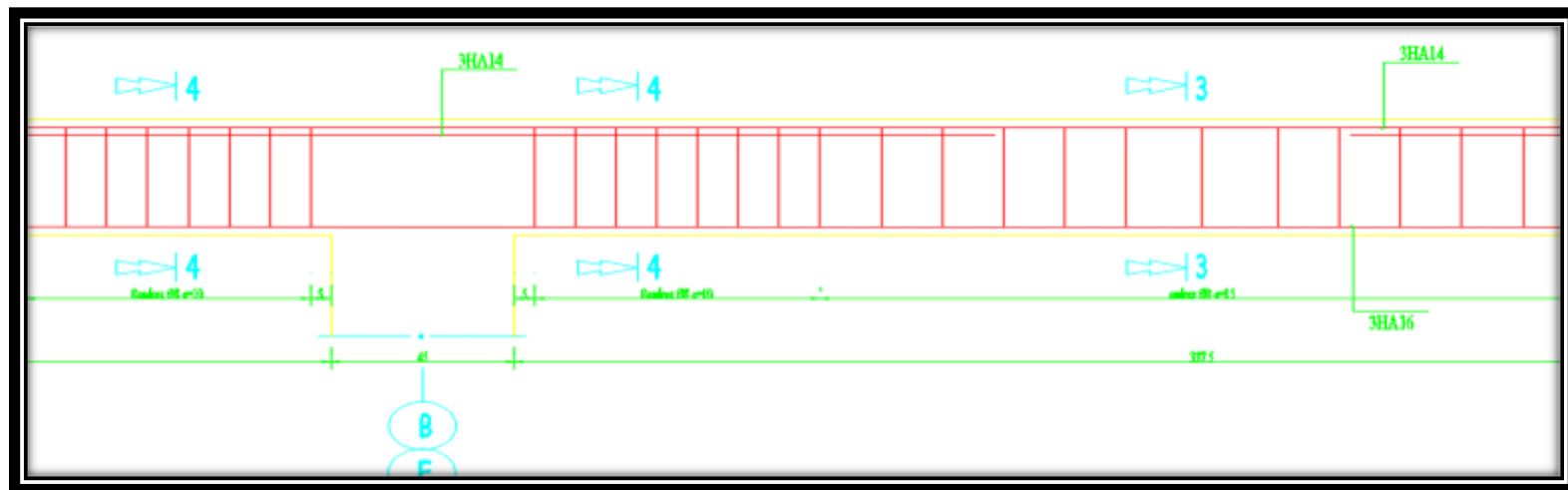
ANNEXE 19 : PLAN DE FERRAILLAGE DES BALCONS.



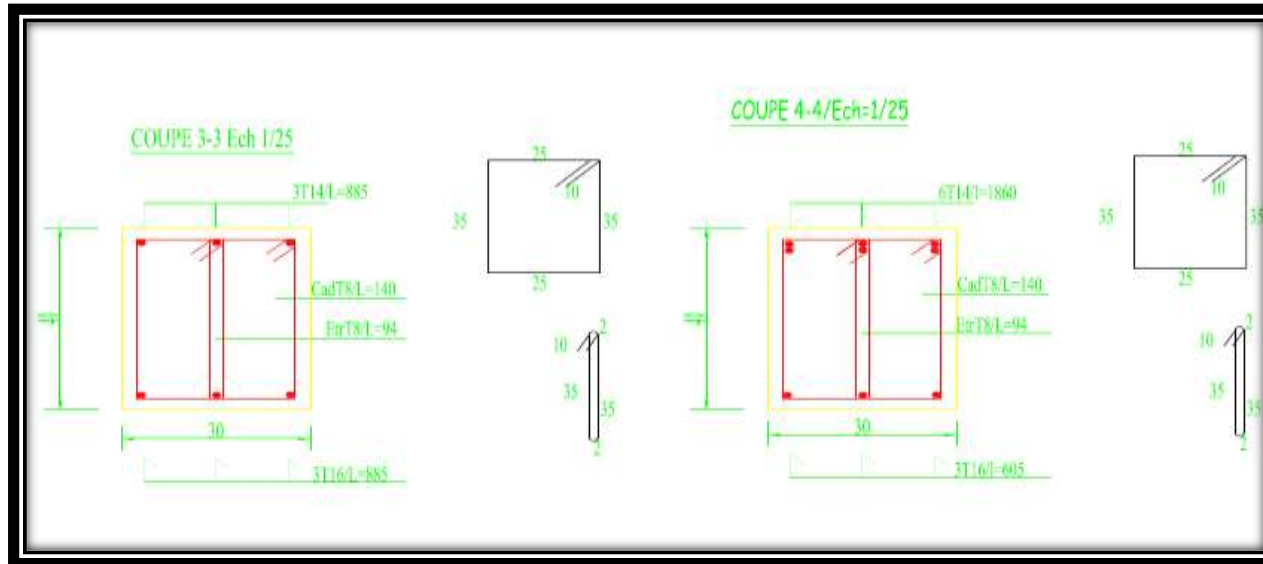
ANNEXE 20 : PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.



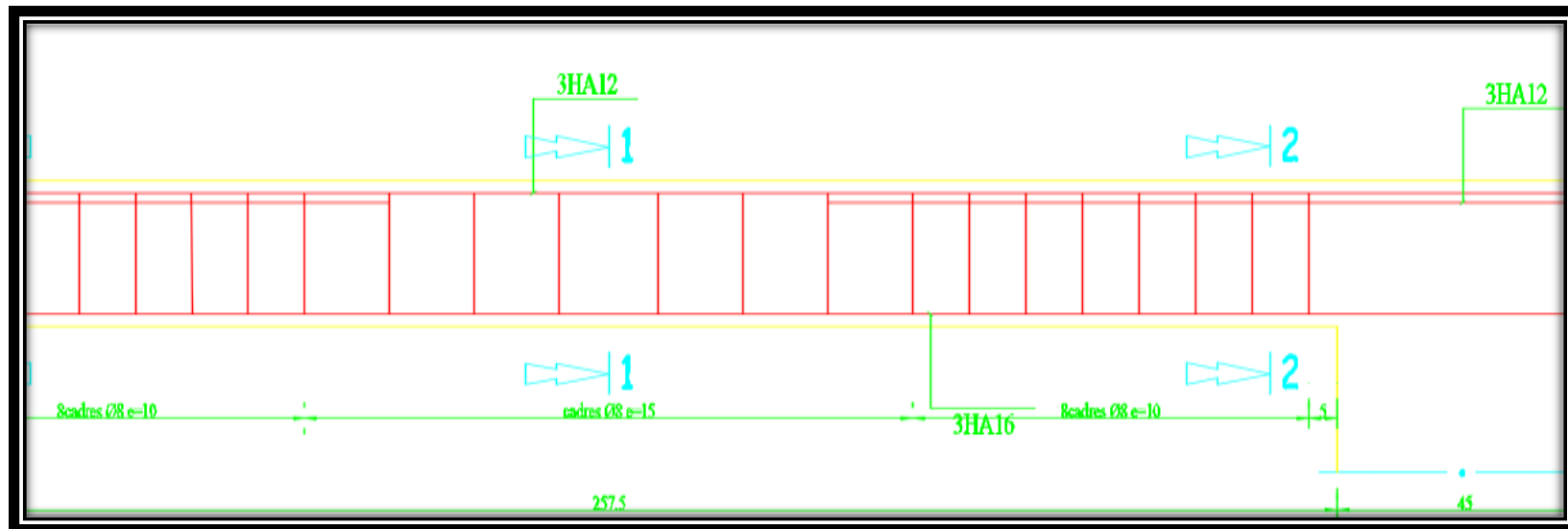
ANNEXE 21 : FERRAILLAGE DES POTEAUX : COUPE POTEAU (40X35) CM.



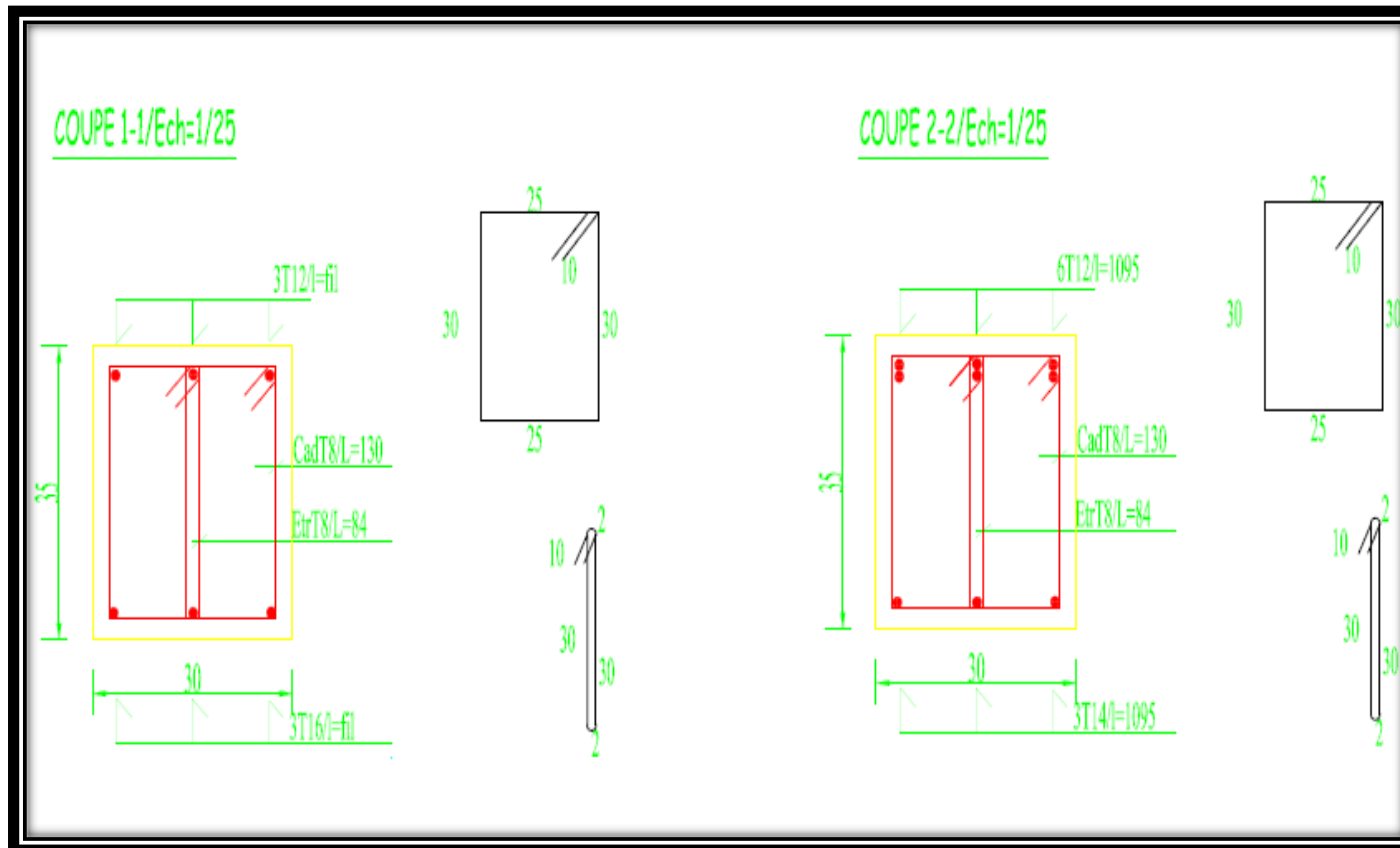
ANNEXE 22 : PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE (35×40) CM.



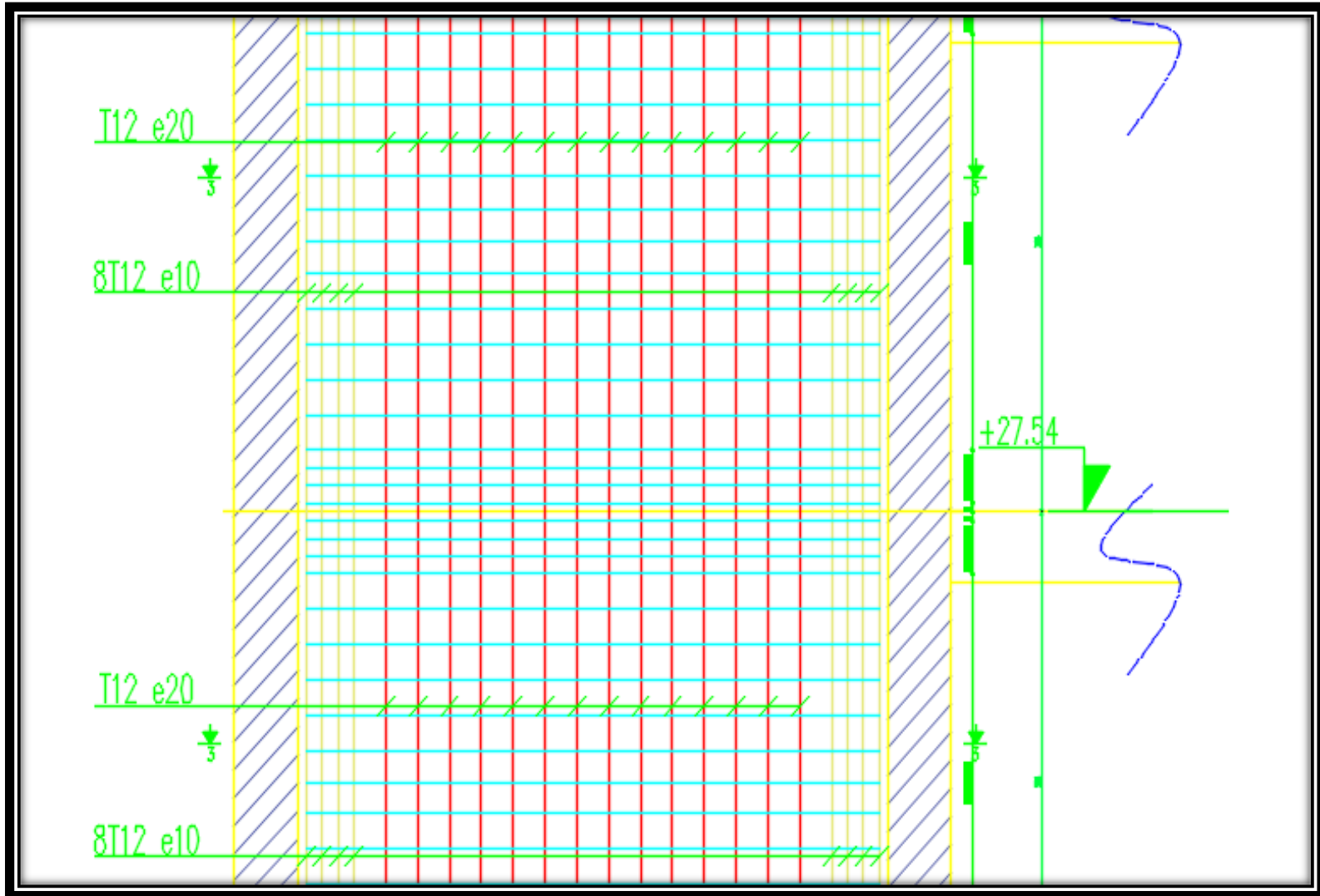
ANNEXE 23 : PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE (35×40) CM (COUPES).



ANNEXE 24 : PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE (30×35) CM.

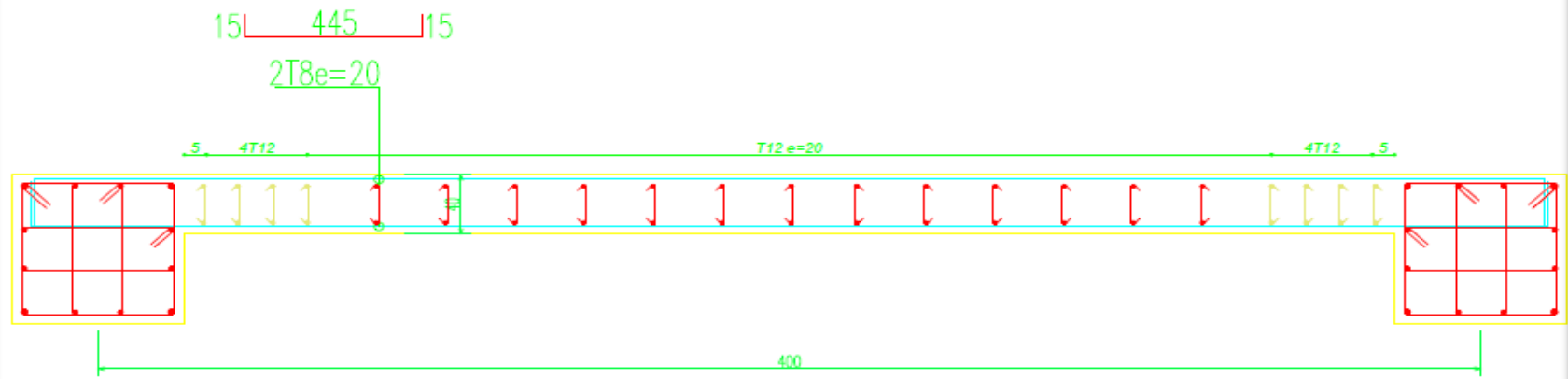


Annexe 25 : Plan de ferrailage de la poutre secondaire (30×35) cm (Coupes).

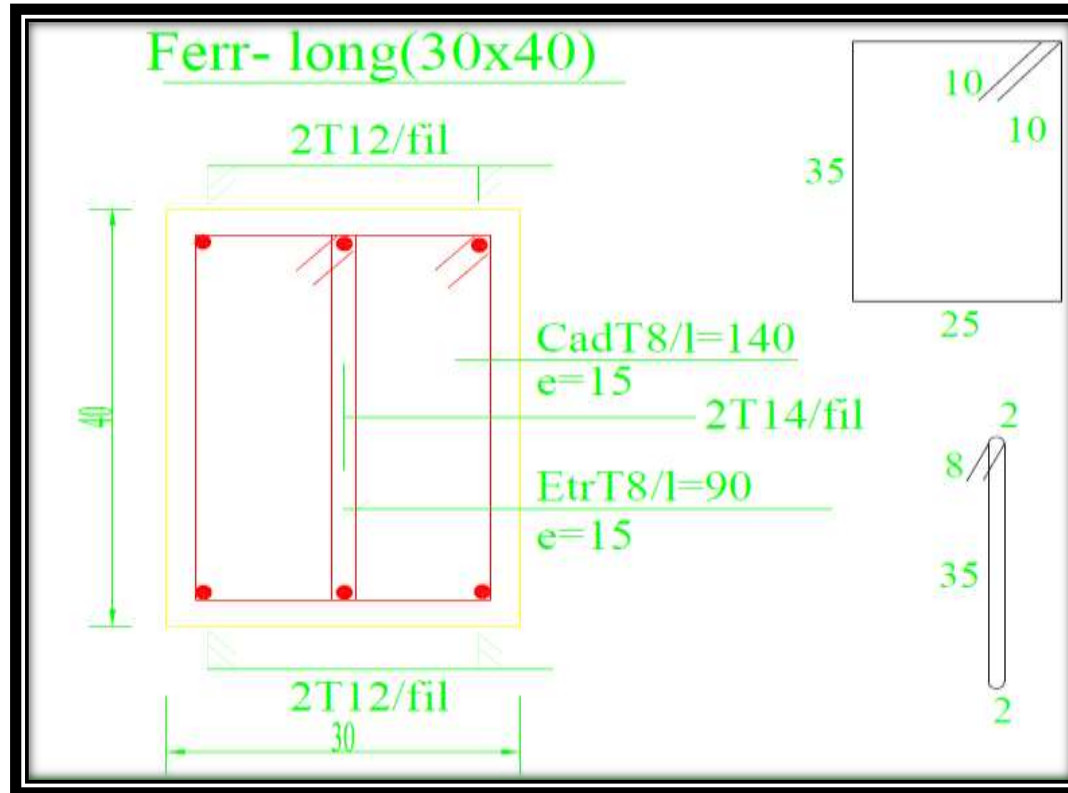


ANNEXE 27 : PLAN DE FERRAILLAGE DU VOILE.

Voile V1
Coupe 1-1 ech:1/25



ANNEXE 26 : PLAN DE FERRAILLAGE DU VOILE (COUPE).



ANNEXE 28 : PLAN DE FERRAILLAGE DE LA LONGRINE (COUPE).

