

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

BOUASSILA ASMAA

BETTAYEB SOUMIA

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : Génie civil

Option : **Structure**

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT R+6 A USAGE D'HABITATION
CONTREVENTE PAR DES VOILES PORTEURS**

Devant le jury composé de :

Pr.AIT TAHAR.K

Dr.BOUAMRA.Y

Dr.AOUADIA

UAMOB

UAMOB

UAMOB

Présidente

Promoteur

Examineur

Année Universitaire 2020/2021



REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions Allah le tout puissant d'avoir donné à nous la volonté la santé le courage pour réaliser ce travail.

*Nous tenons à remercier le personne sans qui ce présent travail n'aurait jamais vu le jour **bouamra youcef** d'avoir encadré et dirigé ce travail avec ses conseils et la confiance qu'il nous accordé. Nous la remercions aussi pour sa gentillesse et ses qualités humaines, qu'il trouve ici le témoignage de notre grand respect et notre estime.*

*Notre reconnaissance va particulièrement envers **Ait Tahar.K** pour l'aide qu'il nous accordé, sa constante disponibilité. Comme nous le remercions vivement de nous avoir fait l'honneur de présider ce jury.*

*Nous remercions vivement **Aouadi.A** de nous avoir fait l'honneur d'examiner ce modeste travail.*

Nous exprimons nos remercions les ingénieurs de bureaux d'étude
BET CMGC

*Surtout l'ingénieur **Abdrahamni Abd Alhaq** et l'ingénieur **ouakil djamel**. Et tous ceux qui ont participé à l'élaboration de ce travail*



DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail

A la prunelle de mes yeux ma mère

Pour son affection, sa patience, sa compréhension, sa

Disponibilité, son écoute permanente et son soutien sans égal dans

Les moments les plus difficiles de ma vie

A l'amour de ma vie mon père

Mon plus haut exemple et mon modèle de persévérance pour aller

Toujours de l'avant et ne jamais baisser les bras pour son

Enseignement continu à m'inculquer les vraies valeurs de la vie et

Pour ses précieux conseils.

J'espère que ce mémoire sera à la hauteur de tes attentes et qu'il

Soit l'accomplissement de tous les efforts

A les battements de mon cœur mes frères et mes sœurs et leurs enfants

A la femme de mon frère et les maris de mes sœurs Et à tous ma famille

A mes intimes et fidèles amies : Nadia , Hanane, Amel

A tous mes chers collègues et mes chers amis

A ma binôme soumia et à sa famille

ASMAA.B



DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail

A la prunelle de mes yeux ma mère

Pour son affection, sa patience, sa compréhension, sa

Disponibilité, son écoute permanente et son soutien sans égal dans

Les moments les plus difficiles de ma vie

A l'amour de ma vie mon père

Mon plus haut exemple et mon modèle de persévérance pour aller

Toujours de l'avant et ne jamais baisser les bras pour son

Enseignement continu à m'inculquer les vraies valeurs de la vie et

Pour ses précieux conseils.

J'espère que ce mémoire sera à la hauteur de tes attentes et qu'il

Soit l'accomplissement de tous les efforts

*A mon chère frère Akram , mon chère oncle Rafik et mon chère oncle Said
que Dieu bénisse son âme mes chères sœurs :Wahiba , Naziha , Naima ,*

Derifa , Nesrine , Abir et leurs enfants

Lamis , Loai , Lydia , Nazim , Rabeh ,Lina, Abd Elhak et Adam

A mes sœurs maris :Rabeh, Boualam ,Yucef et Omar

A ma binôme Asmâa et à sa famille

Soumia.B

Designed by pngtree

Sommaire

Chapitre I : Introduction et caractéristique des matériaux

I. Introduction.....	1
I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	1
I.2. Conception de la structure	2
I.3. Caractéristiques des matériaux	3
I.4. Hypothèses de calcul : <i>c.b.a 93 (a:4.3.2)</i>	9
I.5. Les combinaisons d'action	10

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

II.1. introduction	11
II.2. Pré dimensionnement des Planchers	11
II.3. Pré-dimensionnement des balcons	12
II.4. L'acrotère.....	13
II.5. Les escaliers.....	14
II.6. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	15
II.7. Pré dimensionnement des voiles	18
II.8. Evaluation des charges et surcharges	19
II.9. Pré dimensionnement des poteaux	23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III. Introduction.....	30
III.1. Les planchers à corps creux.....	30
III.1.1. ferrailage de la dalle de compression	30
III.1.2. calcul de la poutrelle.....	31
III.1.3. Calcul à L'ELU	33
III.1.4. Calcul de ferrailage à L'ELU	38
III.1.5. Vérifications à l'ELU	40

III.1.6. Vérification à L'ELS	42
III.1.7. Vérification de la flèche :(BAEL B.6.5.1).....	44
III.2. Etude de l'acrotère	47
III.2.1. Définition.....	47
III.2.2. Vérification au séisme	47
III.2.3. Ferrailage	49
III.3. Calcul des balcons	56
III.3.1. Calcul des sollicitations	56
III.3.2. Ferrailage	57
III.3.3. Vérifications	58
III.4. Etude d'escaliers	61
III.4.1. Introduction	61
III.4.2. Détermination des efforts.....	61
III.4.3. Ferrailage des escaliers.....	63
III.4.4. Vérification à l'E.L.S.....	65
III.4.5. Vérification de la flèche.....	66
III.4.6. Calcul de la flèche des escaliers.....	66
III.4.7. Calcul de la poutre palière.....	68
III.4.8. Calcul du ferrailage.....	70
III.4.9. Vérification à l'ELS.....	73
Chapitre IV : modélisation de la structure Vérification des exigences du RPA	
IV. Introduction	75
IV.1. Concept de base de la M.E.F	75
IV.2. Description du logiciel ETABS	75
IV .3. Modélisation	76
IV.4. Choix de disposition des voiles.....	78
IV.5. Vérification des exigences du RPA	79

IV.5.1. Introduction	79
IV.5.2. Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2)	80
IV.5.3. Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3)	80
IV.5.4. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale	84
IV.5.5. Vérification L'excentricité	86
IV.5.6. Vérification des déplacements relatifs	87
IV.5.7. Vérification des déplacements maximal.....	88
IV.5.8. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	89
IV.5.9. Vérification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)	90
IV.5.10. Étude du contreventement et calcul du coefficient de comportement R	91
Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux	
V. Efforts et ferrailage des éléments.....	96
V.1. Introduction	96
V.2. Ferrailage des poutres	96
V.2.1. Les recommandation du RPA.....	97
V.2.2 Ferrailage	99
V.2.3. Vérification à L'ELU	103
V-2-4 Vérifications à l'ELS.....	107
V.3. Ferrailage des poteaux	109
V.3.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003	110
V.3..2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU	111
V.3.3. Ferrailage des poteaux à l'ELU	117
V.3.4. Vérifications à l'ELU	120
V.3.5. Vérification des contraintes tangentielles.....	124
V.3.6. Vérifications à l'ELS	124
V.3. Ferrailage des voiles	131
V.3.1. Combinaisons d'actions	131
V.3.2. Ferrailage des voiles	131
V.3.3. Vérification	135
V.3.4. Exemple de calcul	137

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

VI. Fondation	144
VI.1 Introduction	144
VI-1-1.Etude géotechnique du sol	144
VI-1-2.Choix du type de fondation	144
VI.2 Dimensionnement	144
VI.3. Etude du radier général	148
VI.3.1. Pré dimensionnement du radier	149
VI.3.2. Calcul de la surface nécessaire au radier	150
VI.3.3. Calcul des sollicitations à la base du radier	151
VI.3.4. Combinaison d'actions.....	152
VI.4 Vérifications	152
VI.4.1. Vérification de la stabilité du radier	152
VI.4.3.Vérification de la contrainte de cisaillement	155
VI.4.4.Vérification au poinçonnement.....	155
VI.5. Ferrailage du radier.....	156
VI.5.1. Ferrailage de la dalle.....	156
VI.5.2.Calcul des armatures.....	158
VI.5.3.Vérification à l'état limite ultime	160
VI.5.4. Ferrailage du débord	162
VI.5.5. Ferrailage des nervures.....	163
VI.6. Vérification à l'ELU	167
VI.7. Vérification à L'ELS	167

Conclusion

Bibliographie

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Caractéristiques géométriques

Tableau I.2. Résistance f_{c28} du béton à 7 ; 14 et 90 jours

Tableau I.3 : caractéristiques des aciers utilisés

Tableau II.1: Dimensionnement des poutres

Tab II.2 : Charge permanente du plancher terrasse

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher d'étage courant

Tableau II.4 : Charges permanentes (G) murs extérieurs

Tableau II.5 : Charges permanentes (G) murs intérieurs

Tableau II.6 : Charges et surcharges au niveau du palier

Tableau II.7 : Charges et surcharges au niveau du paillasson

Tableau II.8 : les charges et surcharges appliquées sur les balcons

Tableau III .1 : les combinaisons des charges

Tableau.III.2 : moments et efforts tranchants a l'ELU

Tableau.III.3 : moments et efforts tranchants a L'ELS

Tableau III.4 : Sollicitations dans l'acrotère

Tableau III.5 : Ferrailage du balcon.

Tableau III.6. Résultats des vérifications à l'ELU.

Tableau III.7. Résultats des vérifications à la compression du béton.

Tableau III.8: Combinaison des charges de l'escalier

Tableau III.9.: Calcul des sections d'acier de l'escalier

Tableau III.10: Vérification de la flèche de l'escalier

Tableau III.11: Calcul du ferrailage de la poutre palière

Tableau III.12: Vérification de la contrainte " σ_b " à l'E.L.S (poutre palière).

Tableau V.1. Facteur de qualité « Q ».

Tableau V.2. Facteur d'amplification dynamique moyen.

Tableau.V.3 : Tableau des modes et de la masse participante

Tableau .V.4.poids de la structure.

Tableau.V.5.: vérification de l'excentricité.

Tableau .V.6.Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Tableau .V.7. Vérification de l'effet (P- Δ)

Tableau V-1 : Section d'armature longitudinale

Tableau V.2 : Résultats de calcul de ferrailage de la poutre principale

Tableau V.3 : Résultats de calcul de ferrailage de la poutre secondaire

Tableau V.4 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Tableau V.5. Armatures minimales et maximales pour chaque zone.

Tableau V.6 : Ferrailage des poteaux suivant le sens x-x

Tableau V.7 : Ferrailage des poteaux suivant le sens y-y

Tableau V.8: Ferrailage des poteaux suivant les deux sens

Tableau V.9. : Section d'armatures transversales.

Tableau V.10 : Vérification des contraintes tangentielles.

Tableau V.11 : vérifications de Condition de non fragilité (sens x-x)

Tableau V.12 : vérifications de Condition de non fragilité (sens y-y)

TableauV.13:Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (y-y)

Tbleau.V.14.ferrailage de voile transversale

Tbleau.V.15.ferrailage de voile longitudinale

Tableau VI.1 : surface des semelles filantes sous voiles.

Tableau VI.2 : surface des semelles filantes sous poteaux.

Tableau VI.3 : vérification des contraintes.

Tableau VI.4. Ferrailage des portées :

Tableau VI.5 : vérification de la section minimale

Tableau VI.6:les efforts internes dans les nervures.

Tableau VI.7 : ferrailage des nervures à l'ELU.

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.1 : surface des semelles filantes sous voiles.

Tableau VI.2 : surface des semelles filantes sous poteaux.

Tableau VI.3 : vérification des contraintes.

Tableau VI.4. Ferrailage des portées :

Tableau VI.5 : vérification de la section minimale

Tableau VI.6:les efforts internes dans les nervures.

Tableau VI.7 : ferrailage des nervures à l'ELU.

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à l'ELS

LISTE DES FIGURES

Fig II.1 « Coupe transversale d'un plancher à corps creux »

Fig II.2 «Acrotère vue en 3D

Fig II.3 « Acrotère »

Figure II.4. : Schéma d'escalier

Fig II.5. « dimensions à respecter pour les poutres »

Fig.II.6: Dimensions d'une poutre

Figure II.7. Schéma simplifié des voiles

Figure II.8. : Différents cas d'épaisseur des voiles

Fig II.9.. « Plancher terrasse (corps creux) »

Fig II.10. « Composition du plancher d'étage courant »

Fig II.11. « remplissage en double paroi »

Figure II.12. Surface d'influence du poteau le plus sollicité

Fig.III.1 Treillis soudé

Figure III.2 : Dimension de la poutrelle

Figure III.3.Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchantes a l'ELU

Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchantes a l'ELU

Figure III.5.Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchantes a l'ELS

Fig. III.7 : Schéma statique (solllicitation durable)

Fig. III.8: Schéma statique de l'acrotère

Fig.III. 9.schéma de Ferrailage de l'acrotère

Figure III.10. Schéma présentatif du balcon

Fig III.11.Schéma de Ferrailage de balcon

Figure III.12.Schéma présentatif d'escalier

Figure III.13.Schéma statique du volée à L'ELU

Figure III.14.Schéma statique du volée à L'ELS

Fig. III.15: Ferrailage de la poutre palière

Fig. III.16: Ferrailage D'escalier

Figure IV.1 Vue en 3 D de la structure modélisée

Fig IV.2.Disposition en plans des voiles

Fig V.1 : délimitation de la zone nodale.

Fig.V.2.schéma de ferrailage des poutres

Fig V.3 : délimitation de la zone nodale.

Fig.V.4.schéma de ferrailage des poteaux

Fig V.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Fig.V.6. disposition en plans des voiles

Fig.V.7.schéma de ferrailage des voiles

Fig.VI.1: Dimensionnement d'une fondation

Fig. VI.2: Diagramme des contraintes

Fig.VI.3: Périmètre utile des voiles et des poteaux

Fig. VI.4. Entre axes du panneau le plus sollicité

Fig.VI.5. Schéma statique du débord

Fig.VI.6. schéma de ferrailage de nervure

Introduction Générale :

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les spécialistes civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Les spécialistes disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calcul rapides, fiables et précis basés sur la méthode des éléments finis adaptée au Génie Civil, permettant de mener des calculs des structures complexes.

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis à des dégâts naturels tel que les séismes. Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions face à cet aléa en prenant en compte les normes parasismiques algériennes.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+6 à usage d'habitation contreventé par des voiles porteurs, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, tout d'abord on a fait une présentation de la géométrie avec les caractéristiques des matériaux, en citant les différents éléments de notre structure, puis au niveau du chapitre 2, on a pré-dimensionné les différents éléments structuraux et non structuraux, alors qu'au chapitre 3 on a calculé les éléments secondaires, dans le 4eme chapitre, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS. Après la modélisation de la structure et les vérifications des exigences d'RPA, nous avons procédé aux calculs de ferrailages des éléments structuraux, et de l'infrastructure.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage.



I) INTRODUCTION :

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

Dans ce chapitres on va présent le bâtiment à étudier, concernent le types de structure, les éléments la géométrie et les propriétés des matériaux à utilisés.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en béton armé de 6 niveaux (un RDC et 6 étages à usage d'habitation), comportant des portiques et voiles. Ce projet est situé à la commune de DRAA BEN KHADA, Wilaya de TIZI-OUZOU, d'après le document technique réglementaire DTR BC 2_48 des règlements parasismique algériennes 99 version 2003 la wilaya de Tizi-Ouzou est classé en zone de moyenne sismicité (zone IIa).d'où il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés et de l'infrastructure. la liaison entre les niveaux est assurée par un escalier en béton armé.

I.1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

L'ouvrage a des caractéristiques géométriques dont les valeurs sont les suivantes :

<i>Longueur en plan</i>	<i>15.5 m</i>
<i>Largeur en plan</i>	<i>27.45 m</i>
<i>Hauteur totale</i>	<i>22.44 m</i>
<i>Hauteur de R D C</i>	<i>4.08m</i>
<i>Hauteur d'étage courant</i>	<i>3.06 m</i>

Tableau I.1 Caractéristiques géométriques

I.2. CONCEPTION DE LA STRUCTURE :

I.2.1. Contreventement :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des *RPA99/Version2003*. D'après les conditions de l'article **3.4.A** pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les **14.00** m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles

Et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- ❖ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20** % des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25%** de l'effort tranchant de l'étage.

I.2.2. Planchers Semi Préfabriqués :

Les nombreux types existants sont, généralement constitués de deux éléments préfabriqués, le système porteur formé par des poutrelles et le remplissage constituer par des corps creux (hourdis) d'où l'appellation de plancher à corps creux.

Ces dalles ont un point commun qui est la dalle de compression. On pose à un intervalle régulier des poutrelles de béton armé (coulées sur place ou préfabriquées) ; On remplit l'intervalle par l'hourdis et après la pose des armatures de répartition (treillis soudés) ; on procède au bétonnage de la partie supérieure « table de compression de **4 à 5** cm » et les poutrelles sont mises en place parallèlement à la plus petite portée (sens secondaire). Cependant, les dalles des balcons sont pleines, puisqu'elle présente des géométries plus ou moins complexes et qui sont difficiles à réaliser en corps-creux.

Nous avons opté des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- ❖ Facilité de réalisation.

- ❖ Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- ❖ Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- ❖ Raisons économiques.

I.2.3. Maçonnerie :

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi extrême de **15** cm d'épaisseur et une paroi interne de **10** cm d'épaisseur, les deux parois étant séparées par un vide de **5** cm d'épaisseur, pour les murs intérieurs, une cloison simple de **10** cm d'épaisseur.

I.2.4. Escalier :

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

I.2.5. L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.2.6. Terrasse : La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I.2.7. Balcons : Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

I.2.8. Revêtements :

- ◆ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ◆ Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- ◆ Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- ◆ Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Les constructions sont constituées de différents types de matériaux dont le béton et l'acier fait partie, ces deux étant ensemble nous donnent la liaison, disant la plus prospère dans l'histoire de la bâtisse, et ça le restera pour toujours.

I.3.1. Le béton :

Le béton est un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats naturels (sable, gravillons) ou artificiels (granulats légers) agglomérés

par un liant. Le liant peut être qualifié d'« hydrique », lorsque sa prise se fait par hydratation. Ce liant est habituellement du [ciment](#) ; on obtient dans ce cas un « béton de ciment », l'un des plus fréquemment utilisés. Le béton est le deuxième matériau minéral le plus utilisé mondialement par la société, après l'eau potable : 1 m³ par an et par habitant.

En général le béton peut être classé en trois groupes (norme NF EN 206-1 articles 3.1.7 à 3.1.9), selon sa **masse volumique ρ** :

- ❖ béton normal : ρ entre **2 000** et **2 600** kg/m³ ;
- ❖ béton lourd : $\rho > 2 600$ kg/m³ ;
- ❖ béton léger : ρ entre **800** et **2 000** kg/m³ ;
- ❖ La densité du béton armé égale à $\gamma_{ba}=2500$ kg/m³

On propose la composition suivante basée sur une estimation de densité moyenne de gravier et de sable en utilisant un dosage en ciment qui permet d'obtenir une résistance à la compression égale environ les 25 MPA.

- ❖ **350** kg de ciment de CPA **325**
- ❖ **400** L de sable $D_{\text{sable}} < 5$ mm
- ❖ **800** L de gravillon $5 \text{ mm} < D_{\text{gravillon}} < 25$ mm
- ❖ **175** L d'eau de gâchage

I.3.1.1. Principe du Béton Armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues. Cette association est efficace car :

- ❖ L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- ❖ Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- ❖ Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux (**$11 \cdot 10^{-6}$** pour l'acier et **10^{-6}** pour le béton).

I.3.1.2. Résistances caractéristique du béton :

- a. En compression (f_{cj}) : *C.B.A 93 [A.2.1.1.1]*

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en **MPa**

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de

➤ $j \leq 60$ jours, est :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ $j \geq 60$ jours; $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où : $f_{c28} = 25$ MPa.

f_{c28}	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10,6	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14 jours	13,7	17,9	18,8	21,4	25,6	29,9	34,2
90 jours	17,6	22	24,2	27,5	33	38,5	44

Tableau I.2. Résistance f_{c} du béton à 7,14 et 90 jours

b. En traction (f_{ij}) : C.B.A 93 [A.2.1.1.1].

La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 2,1$ MPa.

Déduite de la formule: $f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

I.3.1.3. Déformation longitudinales du béton : C.B.A 93 [A.2.1.2]

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

❖ Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

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

❖ Module différé : pour les charges de longue durée.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}; f_{cj} : \text{ exprimée en MPa.}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25$ MPa.

Donc : $E_{i28} = 32164,20$ MPa

$$E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

Pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée) est très influant.

1.3.1.4. Coefficient de poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν".

Conformément au règlement **BAEL 91**:

à l'ELU : ν=0 ⇒ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : ν=0,2 ⇒ calcul des déformations (béton non fissuré).

1.3.1.6. Les contraintes limites :

a. Etat limite ultime C.B.A 93 [A.3.3.2]

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

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

b. Etat limite de service :

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$; dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa]$.

c. Contrainte limite de cisaillement :

$\bar{\tau}_u = 3.33 [MPa]$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5 [MPa]$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

I.3.2. Les aciers :

L'acier est constitué d'au moins deux éléments, le fer, très majoritaire, et le carbone, dans des proportions comprises entre **0,02 %** et **2 %** en masse.

C'est essentiellement la teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés du métal qu'on appelle « acier ». Sa densité varie donc autour de celle du fer (**7,32** à **7,86**), suivant sa composition chimique et ses traitements thermiques. Il a un module de Young d'environ **210 000 MPa**, indépendamment de son composition. Les autres propriétés varient énormément en fonction de leur composition, du traitement thermomécanique et des traitements de surface auxquels ils ont été soumis.

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.

Dans notre cas les armatures utilisées sont de types :

- ❖ Ronds lisses de nuance **FeE 235** pour les armatures transversales.
- ❖ Haute adhérence de nuance **FeE 400** pour les armatures longitudinales.
- ❖ Les treilles soudés ($\Phi 6$) pour les hourdis des plancher à corps creux.

I.3.2.1. les caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité F_e [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $[\psi]$
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 %	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 %	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 %	1,3	1

Tableau I.3 : caractéristiques des aciers utilisés

I.3.2.2. Les Contraintes limites : C.B.A 93 [A.2.2.2]**a. Etat limite ultime**

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Pour les combinaisons courantes.} \\ 1 & \text{Pour les combinaisons accidentelle.} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \overline{\sigma}_s = \begin{cases} \mathbf{186,96 \text{ MPa}} & \text{pour les ronds lisses.} \\ \mathbf{347,83 \text{ MPa}} & \text{pour les aciers haute adhérence.} \end{cases}$$

I.3.2.3) module d'élasticité longitudinal :(Module de YOUNG)

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = \mathbf{210000 \text{ MPa}}$$

b. Etat limite de service :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Cas de fissuration peut préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e \text{ dans notre cas } \overline{\sigma}_s = \mathbf{266,67 \text{ MPa}} \\ \text{Cas de fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \end{array} \right.$$

$$\text{Dans notre cas } \overline{\sigma}_s_{\text{acier HA}} = \mathbf{201,63 \text{ MPa}} ; \overline{\sigma}_s_{\text{ronds lisses}} = \mathbf{156,66 \text{ MPa}}$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 \text{ pour ronds lisses.} \\ \eta=1.6 \text{ pour acier HA.} \end{array} \right.$$

I.4. HYPOTHESES DE CALCUL : C.B.A 93 (A:4.3.2)

On se base dans notre calcul sur la théorie des états limites. Un état limite est un état particulier pour le quel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Au delà d'un état limite la structure (ou l'un de ses éléments) est mise hors service, c'est à dire qu'elle ne répondra plus aux fonctions pour les quelles elle a été conçue.

On distingue deux catégories d'états limites :

I.4.1. Etat limite ultime :

Dans ce mode de sollicitation, l'ouvrage est à la limite de la rupture, il doit résister aux charges mais il subit des déformations irréversibles et en ressort endommagé. Pour cet état, il est inutile de rester dans le domaine de comportement élastique des matériaux.

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le déplacement entraîne la ruine de la construction.

Les états limite ultime correspondent à la limite:

- ❖ Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- ❖ Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- ❖ Soit de la stabilité de forme.

I.4.2. Etat limite de service :

Il s'agit du mode sollicitation de « tous les jours », l'ouvrage ne doit pas subir de déformation irréversible. Les matériaux sont employés dans leur domaine de comportement élastique. En général pour les ouvrages courants de bâtiment, les éléments ne sont pas calculés en résistance à l'ELS, ils le sont principalement pour des environnements agressifs ou lorsque les conditions de fissuration ou de déformation sont préjudiciables à la durabilité de l'ouvrage dimensionné. Il convient cependant de vérifier la déformation de la structure à l'ELS afin de s'assurer que les limites admissibles ne sont pas dépassées.

Les états limites de services sont relatifs surtout aux conditions d'exploitation:

- ❖ état limite de déformation (flèches).
- ❖ état limite de compression du béton ou de traction des aciers.
- ❖ état limite d'ouverture de fissures pour la sécurité des ouvrages.

Règlement : C.B.A 93 [A.4.5.1]

- ❖ L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ❖ Le béton tendu est négligé.
- ❖ Il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

- ❖ Le coefficient d'équivalence $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ est fixé forfaitairement à : $\eta = 15$

I.5 .Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitué par des actions à considérer simultanément et représente une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

Les combinaisons d'action à considérer

✓ **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

✓ **Combinaison du BAEL 91:**

$$\text{ELU : } 1.35G+1.5Q$$

$$\text{ELS : } G+Q$$

CHAPITRE II

Pré dimensionnement

Des éléments



II.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des différents éléments résistants en respectant les prescriptions des RPA99/Version 2003 et du CBA93.

1. Les charges réglementaires

Les charges réglementaires prisent en compte sont :

Les charges permanentes qui représentent le poids propre.

Les charges d'exploitation ou surcharges.

2. Les charges permanentes G

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

3. Les charges d'exploitation Q

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.2. Pré dimensionnement des Planchers :

Les planchers, quelque soit leur nature, Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux . En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre cas, nous optons pour les Planchers à corps creux qui sont constitués: d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé (figure II.1).

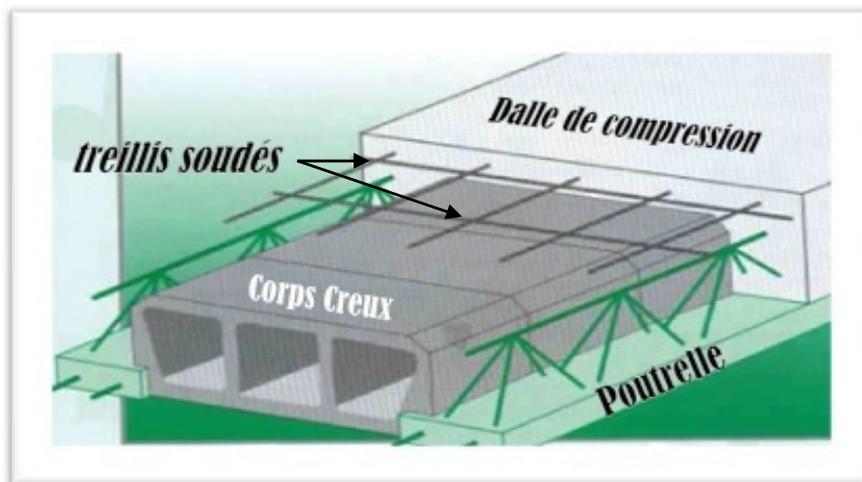


Fig II.1 « Coupe transversale d'un plancher à corps creux »

a) Condition de coupe feu :

- ❖ $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- ❖ $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- ❖ $E = 17,5\text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.

b) Condition acoustique :

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de **16 cm**.

c) Condition de résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5} = \frac{4.10}{22.5} = 0.18\text{m}$$

Avec :

- e : l'épaisseur du plancher.
- l : distance maximum entre nus d'appuis

On opte pour un plancher de $20\text{cm} = (16+4)\text{ cm}$

- ❖ 16 cm : hauteur du corps creux.
- ❖ 4 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression

II.3. Pré dimensionnement des balcons:

- ✓ Ce balcon est constitué d'une dalle pleine
- ✓ Le balcon travaille comme une console encadrée au niveau de la poutre de rive.
- ✓ L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

L : la plus grande longueur de la console (débord)

$$e_p \geq \frac{120}{10} = 12 \Rightarrow \text{on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

II.4. L'acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales (figure II.2).

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.

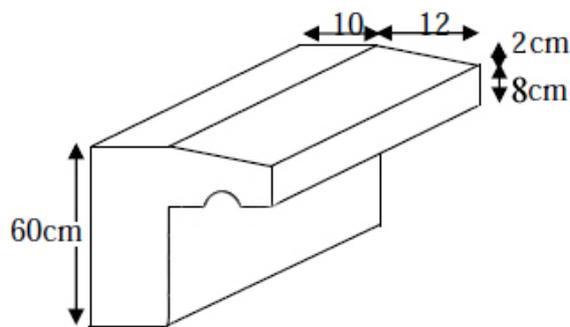


Fig II.2 «Acrotère vue en 3D»

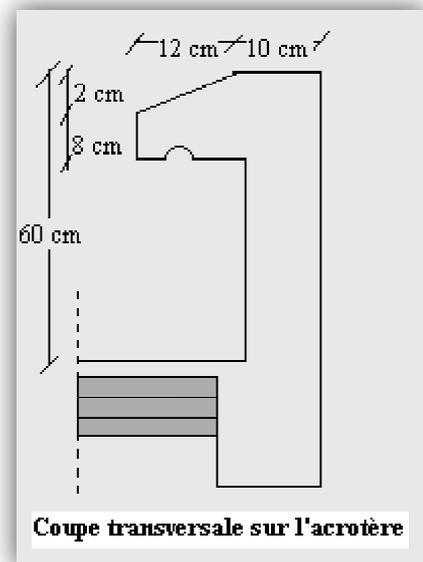


Fig II.3 « Acrotère »

❖ Poids propre de l'acrotère :

$$G_{\text{béton}} = [0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.08) \times 0.12 / 2] \times 25 = 1.77 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{enduit}} = [0.1 + 0.5 + 0.1 + 0.1216 + 0.08 + 0.12] \times 0.02 \times 20 = 0.61 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{acrotère}} = G_{\text{béton}} + G_{\text{enduit}}$$

$$G_{\text{acrotère}} = 1.77 + 0.61 = 2.38 \text{ KN/ml}$$

II.5. Les escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, la jonction palier-volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- ❖ Rapidité d'exécution.
- ❖ Utilisation immédiate de l'escalier.

Notre structure est dotée de un seul types d'escalier comporte 3 volées et 2 palier intermédiaire.

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable .

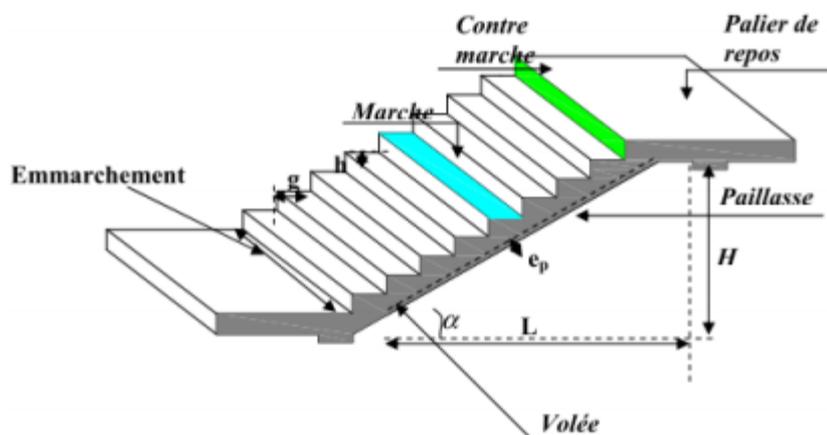


Figure II.4. : Schéma d'escalier

- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L1 : longueur du palier de départ
- L2 : longueur projeté de la volée.
- L3 : longueur du palier d'arrivée

La Formule de BLONDEL :

La longueur de la marche et la Hauteur de la contre marche doivent vérifier la condition de « BLONDEL »

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

Prenons :

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

$59 \text{ cm} \leq g + 2.h = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$; La formule de « BLONDEL » est vérifiée.

$$\begin{cases} n.h = H \\ (n-1)g = L \end{cases} \quad \begin{cases} n = 9 \text{ contre marche} \\ n-1 = 8 \text{ marche} \end{cases}$$

Épaisseur de la paillasse :

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, d'épaisseur « e » telle que :

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

Où :

$$\text{tg } \alpha = H/L \quad \rightarrow \quad \text{tg } \alpha = 1.53/2.4 \quad \rightarrow \quad \alpha = 32.52$$

$$L_p = \frac{1.53}{\sin \alpha} = 2.85 \text{ m}$$

Donc :

$$9.5 \leq e_p \leq 15.25$$

On adopte : $e_p = 15 \text{ cm}$

L'épaisseur du palier est le même que celle de la paillasse.

II.6. Pré dimensionnement des éléments principaux :

Le but du pré dimensionnement est de déterminer les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions doivent répondre aux exigences du **RPA99/V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.6.1 pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Le Pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/V2003.

$$\text{Selon BAEL91} \quad \begin{cases} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} L : \text{longueur libre entre nus d'appuis} \\ h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b : \text{Largeur de la poutre.} \end{array}$$

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA99/version 2003 suivant :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad ; \quad h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad ; \quad b_{\max} = 1,5.h_1 + b_1$$

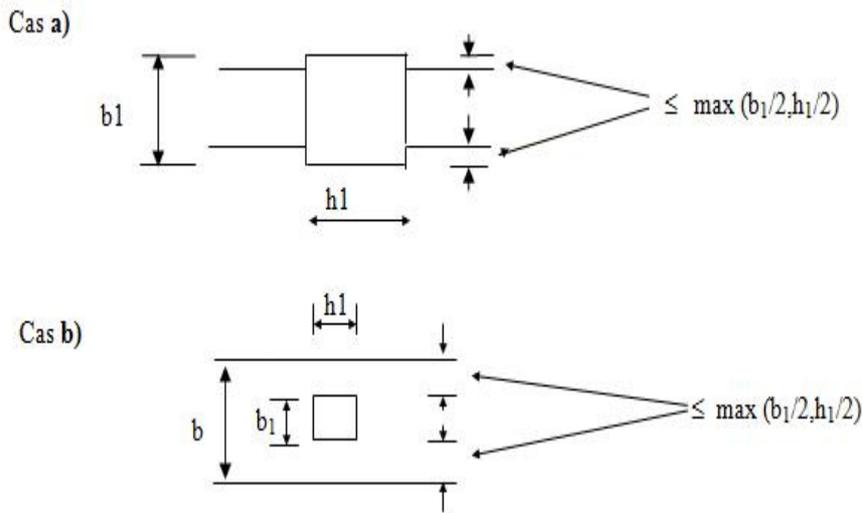


Fig II.5. « dimensions à respecter pour les poutres »

a) Poutres principales: (sens porteur)

✓ **La hauteur h_t** : la hauteur h_t est donnée par :

$$L_{max} = 460 - 40 = 420 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \leq h_t \leq 42 \text{ cm}$$

Nous prenons : **$h_t = 35 \text{ cm}$**

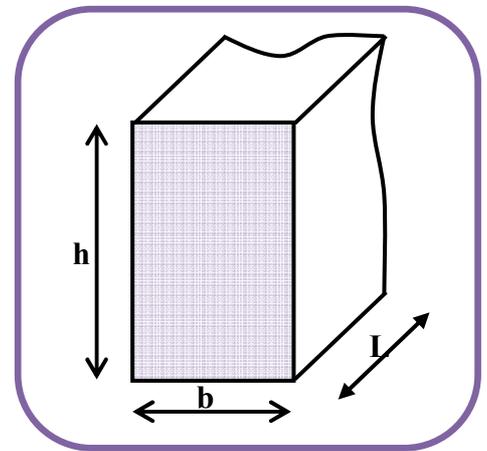


Fig.II.6: Dimensions d'une poutre

✓ **La largeur b** :

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$12 \leq b \leq 28$$

Nous prenons : **$b = 30 \text{ cm}$**

✓ **Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1) :**

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$$

b) Poutres secondaires: (sens non porteur)

✓ **La hauteur h_t** :

$$L_{max} = 450 - 40 = 410 \text{ cm}$$

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

Avec : L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis ;

h_t : hauteur totale de la poutre ;

$$\frac{410}{15} \leq h_t \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33 \leq h_t \leq 41 \text{ cm}$$

Nous prenons: $h_t = 35 \text{ cm}$

✓ **La largeur b :**

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$12 \leq b \leq 28$$

Nous prenons : $b = 30 \text{ cm}$

✓ **Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1) :**

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4$$

Conclusion :

Nous adapterons des poutres de dimensions suivantes :

Formules de pré dimensionnement des poutres					
BAEL 91			RPA 2003		
	Hauteur (h)	Largeur (b)	Hauteur (h)	Largeur (b)	h/b
	$L/15 \leq h \leq L/10$	$0,3h \leq b \leq 0,7h$	$h \geq 30 \text{ cm}$	$b \geq 20 \text{ cm}$	≤ 4
Poutres principales	35 cm	30 cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Poutres secondaires	35 cm	30 cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau II.1: Dimensionnement des poutres

II.7. Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **RPA99/V2003**. (Article 7.7.1). Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts

horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.

D'après l RPA99/V2003 (article 7.7.1) « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme OÙ L et e sont respectivement la portée et des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

l'épaisseur du voile.

D'après l' RPA99/V2003 (article 7.7.1) « l'épaisseur minimale égale a 15 cm

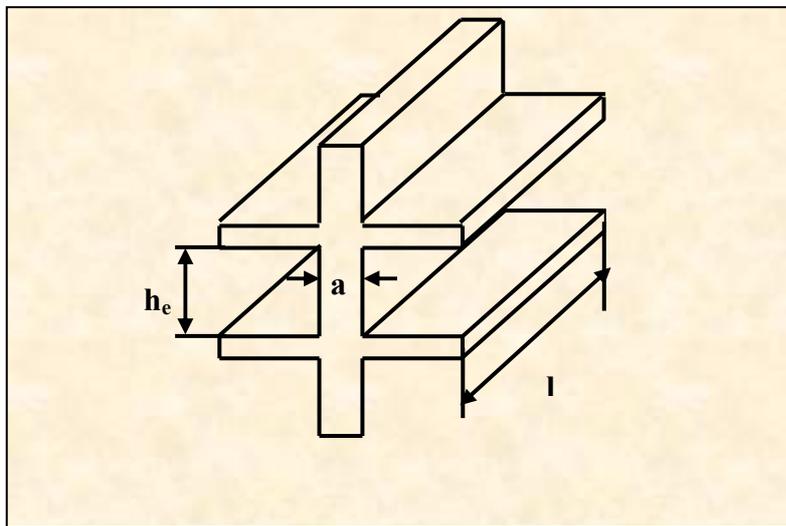


Figure II.7. Schéma simplifié des voiles

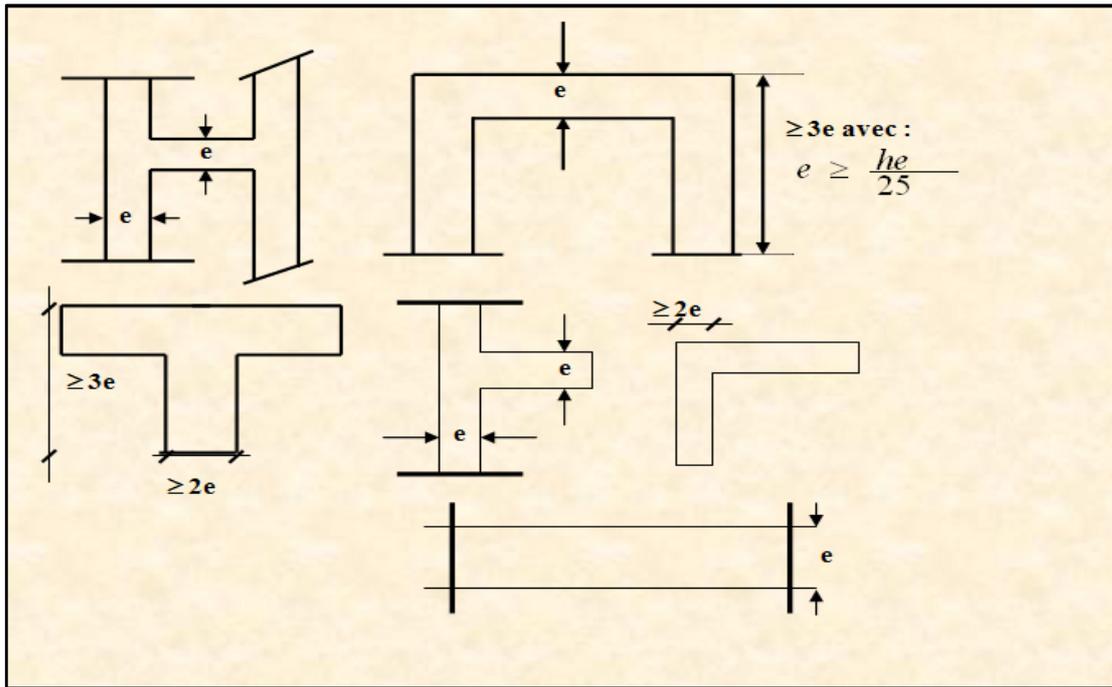


Figure II.8. : Différents cas d'épaisseur des voiles

II.7.1.L'épaisseur (e) :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

- Au niveau du RDC:

$$h_{\square_i \square} = 4.08 - 0.35 = 3.73 \text{ cm} \Rightarrow a \geq \frac{373}{22} = 16.95 \text{ cm}$$

- Au niveau de l'étage courant :

$$h_{e \text{ max}} = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } e = \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22} \right) = \frac{h_e}{22}$$

$$e = \frac{271}{22} = 12.31 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur des voiles : $e = 20 \text{ cm}$.

II.8. Evaluation des charges et surcharges :

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

- ❖ Les charges permanentes (G).

- ❖ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

II.8.1. Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales. (Fig II.9.).

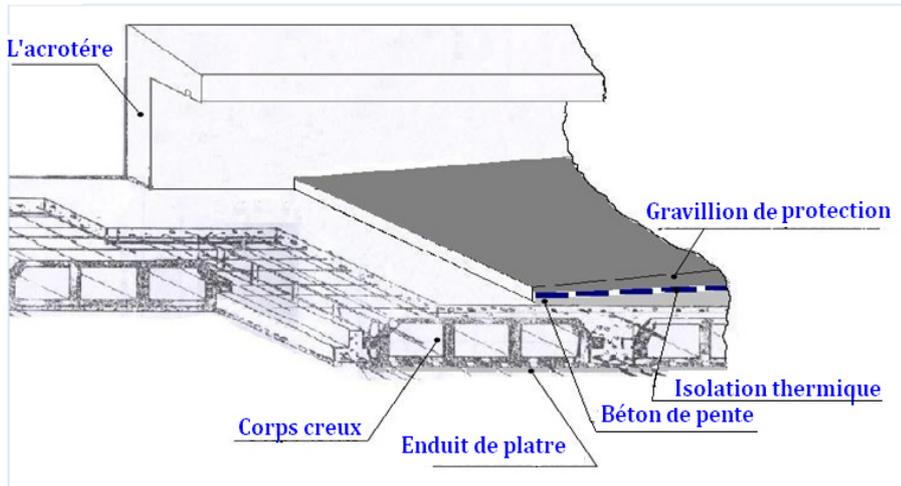


Fig II.9.. « Plancher terrasse (corps creux) »

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Protection en gravillon	0.05	20.00	1.00
Etanchéité multicouche	0.02	6.00	0.12
Forme de pente	0.07	22.00	1.31
Feuille de polyane	/	0.01	0.01
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle de compression +corps creux	0.20	14	2.80
Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
			5.60

$$G = 5.60 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

Tableau II.2. «Charge permanente du plancher terrasse»

II.8.2. Planchers des étages courants :

Comme précisé précédemment, les planchers des étages courants sont en corps creux.

La figure II.10. montre en détail les différents matériaux constituant ces planchers.

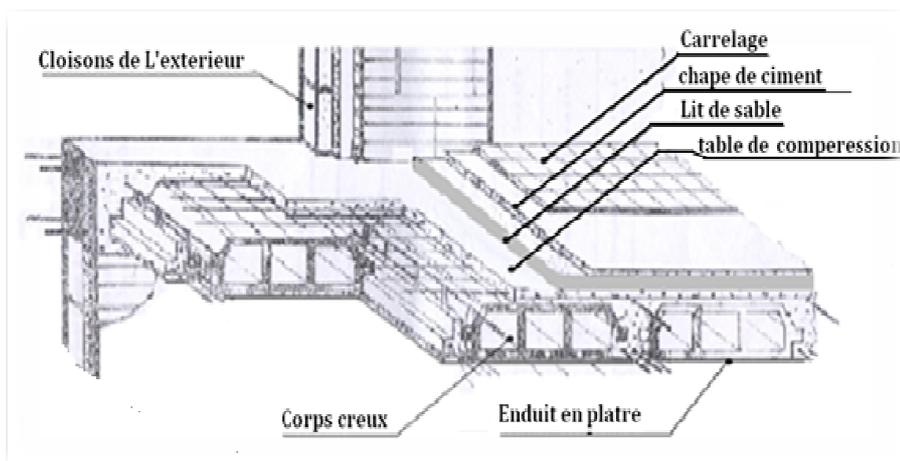


Fig II.10. « Composition du plancher d'étage courant »

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	0.02	20.00	0.44
Mortier de pose	0.03	22.00	0.42
Lit de sable	0.03	18.00	0.44
Dalle de compression + corps creux	0.2	/	2.80
Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
Cloison de distribution	0.1	9.00	0.90
			5.20

$$G = 5.50 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

Tableau II.3. « Charge permanente du plancher d'étage courant »

II.8.3. Cloison extérieure :

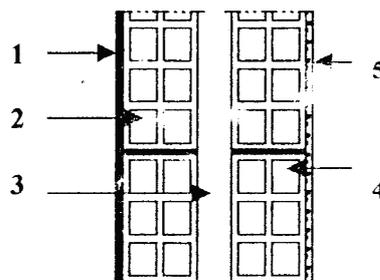
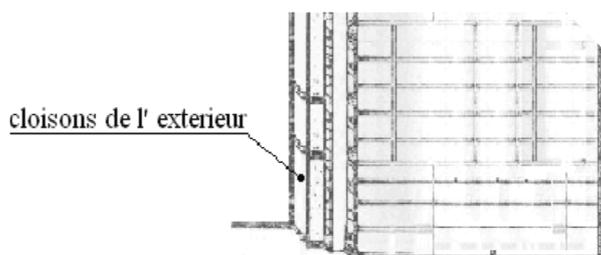


Fig II.11. « remplissage en double paroi »

Element	Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
1	Revêtement extérieur	0.02	18.00	0.36
2	Brique creux extérieur	0.1	9.00	0.9
3	L'âme d'air	0.05	/	/
4	Brique creux intérieur	0.1	9.00	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.2
				2.36

$$G = 2,36 \text{ KN/m}^2$$

Tableau II.4 : Charges permanentes (G) murs extérieurs

Element	Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
1	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.2
2	Brique creux	0.1	9.00	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.2
				1.3

$$G = 1.3 \text{ KN/m}^2$$

Tableau II.5 : Charges permanentes (G) murs intérieurs

II.8.4. Les escaliers :

a) Palier :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en BA	15	25	3.75
Enduit de ciment	3	10	0.30
			5.21

$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

Tableau II.6. «Charges et surcharges au niveau du palier»

b) Paillasse :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	/	/	1.00
Marche	h=17	22	1.87
Paillasse	15/cos α	25	4.45
Enduit en ciment	3	10	0.30
Gardes corps	/	/	0.90
			9.32

$$G = 9.32 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

Tableau II.7. «Charges et surcharges au niveau du paillasse»

II.8.5. Balcon:

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ³
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	3	20	0.60
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en BA	15	25	3.75
Enduit de plâtres	2	18	0.20
			5.31

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

Tableau II.8. les charges et surcharges appliquées sur les balcons

II.9. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments secondaires

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte des incertitudes dans les dimensions du poteau.

II.9.1 Principe :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, basé sur la descente des charges.

Les dimensions de leurs sections transversales doivent satisfaire les conditions du RPA 99 (artic 7.4.1/V2003) :

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{en zones I et II}_a$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \quad \text{en zones II}_b \text{ et III}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$$1/4 < (b_1 / h_1) < 4$$

II.9.2. Les étapes de calcul :

- ✓ On considère le poteau le plus sollicité.
- ✓ On calcule la surface offerte au poteau.
- ✓ On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.

On mènera le calcul à l'ELU (**BAEL 91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

● La formule générale :

Art5-5BAEL

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100} f_{ed}}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant } 90 \text{ jours} \\ k = 1.20 \text{ et} \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{tj} \\ k = 1 \text{ pour les autres cas} \end{array} \right\} \text{ si plus de la majeure partie des charges} \\ \text{est appliquée avant } 28 \text{ jours}$$

Br : section réduite du poteau (en cm²)

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_{c28} : résistance à la compression de béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400 \text{ MPa}$;

$\gamma_b = 1,5$;

$\gamma_s = 1,15$

θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\begin{cases} \theta = 1 & : T > 24h \\ \theta = 0.9 & : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 & : T < 1h \end{cases}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

- si $\lambda \leq 50$: $\beta = 1 + 0,2 \cdot (\lambda / 35)^2$;

- si $50 < \lambda < 70$: $\beta = 0,60 (50 / \lambda)^2$.

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (a : \text{la plus petite cote})$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

D'où : $\beta = 1 + 0,2 \cdot 1 = 1.2$

$$B_r \geq \frac{1 \cdot 1.2 \cdot N_u \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \frac{14.2}{0.9} + 0.9 \cdot \frac{0.85}{100} \cdot 348} \cdot 10^4 = 0.65 N_u \quad (cm^2)$$

Et on adopte un poteau carré de : $B_r = (a-2)^2 \implies a = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)}$.

II.9.3. Surface d'influence

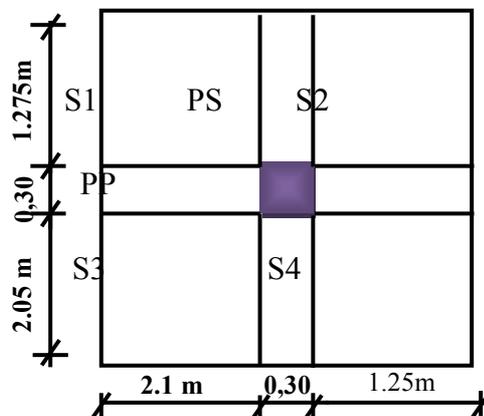


Figure II.12. Surface d'influence du poteau le plus sollicité

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

$$S1 = 1.275 \times 2.1 = 2.677 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.275 \times 1.25 = 1.593 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.05 \times 2.1 = 4.305 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2.05 \times 1.25 = 2.562 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = S1 + S2 + S3 + S4 = 11.137 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{brute}} = 3.625 \times 3.65 = 13.122 \text{ m}^2$$

Calcul du poids propre des poutres :

• Les Poutres principales :

$$GPP = SPP \times \rho$$

ρ : Le poids volumique du béton égale à 25 KN /m³

$$GPP = [0.30 \times 0.35 \times (2.1 + 1.25)] \times 25 = 8.79 \text{ KN}$$

• Les Poutres secondaires :

$$GPS = SPS \times \rho \quad GPS = [0.30 \times 0.35 \times (1.275 + 2.05)] \times 25 = 8.73 \text{ KN}$$

$$GPP + GPS = 17.52 \text{ KN}$$

Poids des poteaux :

Pour RDC:

$$P = 4.08 \times (0.30 \times 0.30) \times 25 = 9.18 \text{ KN}$$

Pour Étage courant:

$$P = 3.06 \times (0.30 \times 0.30) \times 25 = 6.88 \text{ KN}$$

B-Poids propre des éléments :

Le poids des planchers: $G \times S_t$

Plancher terrasse inaccessible :

$$P_{\text{pt}} = G \times S_t = 5.60 \times 11.137 = 62.36 \text{ KN}$$

Plancher d'étage courant:

$$P_{\text{p etage courant}} = G \times S_t = 5.2 \times 11.137 = 57.91 \text{ KN}$$

II.9.4. La loi de dégression des charges en fonction de nombre d'étages :

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.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par "BAEL 91 modifié 99"

Avec :

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments secondaires

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants.

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation KN
NIV6	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	11.137
NIV 5	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	27.84
NIV4	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	42.867
NIV3	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	56.227
NIV2	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	67.917
NIV1	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	77.937
RDC	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	86.287

II.10. récapitulation de la descente de charge sur le poteau le plus sollicité :

	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Efforts normaux	Sectin $S_{min} = N/\sigma_{bc}$	Br	a	Sectiona daptée
	Plancher	Poutre	Poteau	Gtot	Gcum	Qi	Qcum	N(kn) G+Q	Smin (cm ²)			
Terrasse	62.36	17.52	6.88	86.76	86.76	11.137	11.137	97.897	65.26	/	/	/
6	57.91	17.52	6.88	82.31	169.07	16.70	27.837	196.907	131.27	126.02	13.22	30×30
5	57.91	17.52	6.88	82.31	251.38	16.70	44.537	295.971	197.31	189.42	15.76	30×30
4	57.91	17.52	6.88	82.31	333.69	16.70	61.237	394.927	263.28	252.75	17.89	35×35
3	57.91	17.52	6.88	82.31	416	16.70	77.937	493.937	329.29	316.12	19.77	35×35
2	57.91	17.52	6.88	82.31	498.31	16.70	94.637	592.947	395.29	379.48	21.48	40×40
1	57.91	17.52	6.88	82.31	580.62	16.70	111.33	691.95	461.3	442.84	23.04	40×40
RDC	57.91	17.52	9.18	82.31	662.93	16.70	128.03	790.96	527.3	506.21	24.49	40×40

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \times 10^{-3} \times 10^2 = 1.5 \text{ KN/cm}^2$$

➤ Vérification des poteaux aux exigences de l'RPA 99:

L'article 7.4.1 de RPA99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux

doivent satisfaire les conditions suivantes :

1-poteaux (40x40) (RDC et 1^{er}, 2eme étage) :

Min (40x40) ≥ 25 cm..... Vérifiée

Min (40x40) $\geq \frac{h_e}{20} = 20.4$ cm..... vérifiée avec $h_e = 4.08$ m

$\frac{l}{4} \leq \frac{b}{h} = l \leq 4$ vérifiée

2-poteaux (35x35) 3eme et 4eme étage :

Min (35x35) ≥ 25 cm..... Vérifiée

Min (35x35) $\geq \frac{h_e}{20} = 15.3$ cm..... vérifiée avec $h_e = 3.06$ m

$\frac{l}{4} \leq \frac{b}{h} = l \leq 4$ vérifiée

3-poteaux (30x30) 5 eme au 6eme étage :

Min (30x30) ≥ 25 cm..... Vérifiée

Min (30x30) ≥ 15.3 cm..... vérifiée avec $h_e = 3.06$ m

$\frac{l}{4} \leq \frac{b}{h} = l \leq 4$ vérifiée

Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement $\langle \lambda \rangle$ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50. \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 page 110})$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}} \cdot \frac{1}{ab}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

Avec : $L_f = h_e - h_{pp}$

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments secondaires

λ : élancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement (Art.B.8.3.3.1, BAEL 91) $L_f = 0.7 L_0$

L₀ : Longueur libre de poteau.

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

I : Moment d'inerti ; Avec : $I = \frac{ab^3}{12}$

$B = a.b$ = Section transversale du poteau.

$\lambda = 2,42 L_0/b$.

- **Poteau de RDC et 1^{er} étage (45x45) :**

he=408cm L₀=408- 35=373cm

→ $\lambda = (2,42 \times 371) / 45 = 19.95 < 50$ Condition vérifiée.

- **Poteau de 2^{ème} et 3^{ème} étage (40x40) :**

he=306cm L₀=306- 35=271cm

→ $\lambda = (2,42 \times 271) / 40 = 16.39 < 50$ Condition vérifiée.

- **Poteau de 4^{ème} au 5^{ème} étage (35x35):**

he=306cm L₀=306- 35=271cm

→ $\lambda = (2,42 \times 271) / 35 = 18.73 < 50$ Condition vérifiée.

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement

CHAPITRE III

Calcul des éléments

Secondaires



III. Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul des éléments suivants :

- Les planchers à corps creux.
- L'acrotère
- Le balcon
- Les escaliers

III.1. Les planchers à corps creux:

Le calcul se fait pour le plancher de l'étage courant, constitué en corps creux de 16cm et d'une dalle de compression 4cm reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée

II.1.1. ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 (art B.6.8.423).

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.⊥

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_{\perp}) :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L:Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

$$\text{Soit: } 6\Phi 5 / \text{ml} \Rightarrow A = 1.18 \text{ cm}^2 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles ($A_{//}$) :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.18 / 2 = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 6\Phi 5 / \text{ml} \Rightarrow A = 1.18 \text{ cm}^2 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5x 5x 150x150) mm².

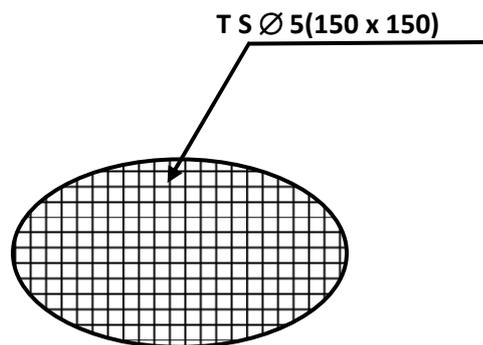


Fig.III.1 Treillis soudé

III.1.2.calcul de la poutrelle:**. 1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression :**

- **La largeur de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

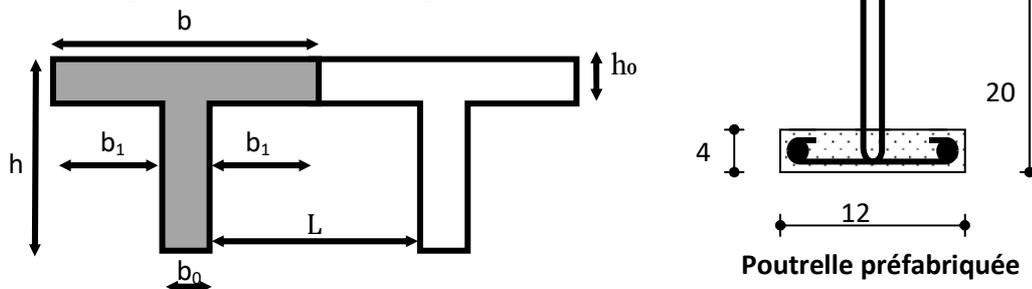
➤ **Calcul de largeur de la table de compression :**

Figure III.2 : Dimension de la poutrelle

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{a}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec :

a : distance entre deux face voisines de nervu.

l: distance entre axe des poutrelles L=65cm

L₁: portée de la plus grande travée telle que L₁ = 4.60m (la travée la plus sollicitée).

b: largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

b₀ : largeur de la nervure (b₀= 12 cm).

h₀ : épaisseur de la dalle de compression (h₀= 4 cm).

h: hauteur totale du plancher.

Application :

$$b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 460 / 10 = 46 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq (2/3) \times (460/2) = 153.33 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (26.5 \text{ cm} ; 46 \text{ cm} ; 153.33 \text{ cm})$$

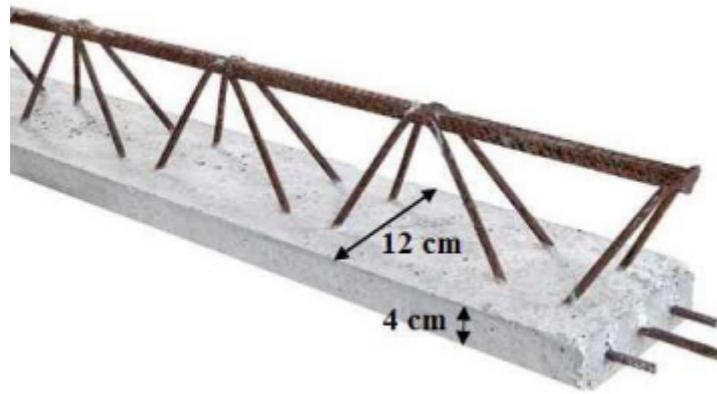
Donc b₁= 26.5cm On a: b = 2 b₁ + b₀ = 2 (26.5) + 12 = 65cm.

Chargement :

Poids propreG = 0,04 × 0.12 × 25 = 0.12 KN/ml

Poids des corps creuxG' = 0,95 × 0,65 = 0,62KN/ml

Poids ouvrier.....Q = 1KN/m²

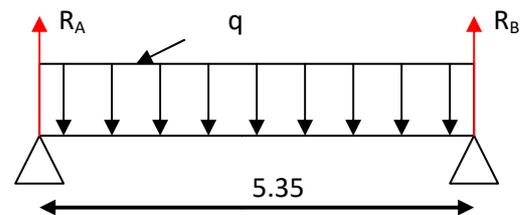


III.1.3. Calcul à L'ELU :

a)-Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$



b)-Ferrailage à l'ELU :

Le moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.60^2}{8} = 6.61 \text{ KN/ml}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.60}{2} = 5.75 \text{ KN}$$

Ferrailage de la poutrelle :

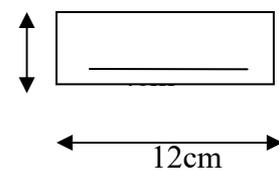
$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

La poutrelle est sollicitée à la flexion simple à l'ELU.

D'après l'organigramme de la flexion, on a :

$$M_u = 6.61 \text{ KN/ml} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{6.61 \times 10^3}{12 \times (2^2) \times 14.2} = 9.70$$



$\mu_c > \mu_{bu} \Rightarrow 0,394 = \text{Section doublement armée S.D.A}$

Conclusion :

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais est de 80 à 120 cm).

2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU (1.35G+1.5Q) (KN/ml)	ELS (G+Q) (KN/ml)
Plancher terrasse	$5.60 \times 0.65 = 3.64$	$1 \times 0.65 = 0.65$	5.88	4.29
Plancher étage courant à usage habitation	$5.20 \times 0.65 = 3.38$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$	6.02	4.355

Tableau III .1.les combinaison des charges

- **Calcul des efforts internes :**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Condition 1 : La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou 5KN/m^2 .

$$Q \leq \max(2G; 5 \text{KN/m}^2) ; 2G = 2 \times 5.2 = 10.4 \text{ kN /m}^2.$$

$$5 \leq \max(3 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Condition 2 : Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées. La même section transversale de poutre dans toutes les travées, donc les moments d'inerties sont les mêmesCondition vérifiée.

Condition 3: La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Condition 4 : Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

Application numérique : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$.

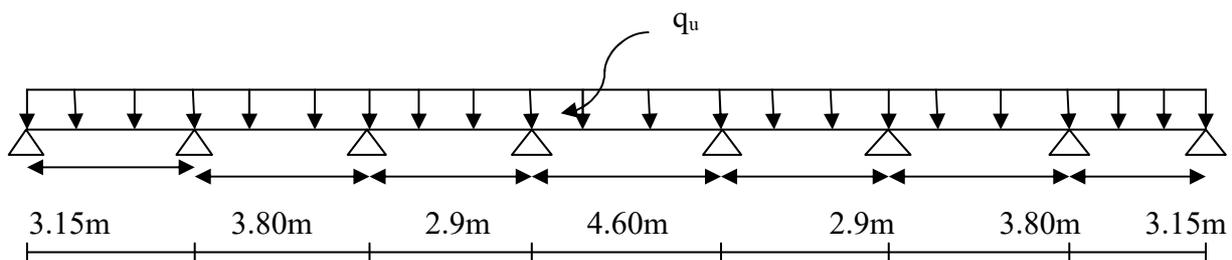
$$\Rightarrow \frac{L_i}{L_{i+1}} \left\{ \begin{array}{l} \frac{3.15}{3.80} = 0.82 ; \\ \frac{3.80}{2.9} = 1.31 \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{2.9}{4.60} = 0.63 \end{array} \right.$$

Donc La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée, c'est-à-dire nous utilisons alors la méthode de Caquot.

Méthode de Caquot :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Principe de calcul :



✓ Notation de longueur :

$L' = 0,8 L$ travée intermédiaire.

$L' = L$ travée de rive.

✓ Cas des charges uniformément réparties.

- Moment en appuis : $M_i(q) = - \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$

$$\begin{aligned}
 & \text{- Moment en travée : } \begin{cases} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w x - \frac{q x_0^2}{2} - \sum_{a_i(x_0)} P_i x \end{cases} \\
 & \text{- Efforts tranchants : } \begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + qL + \sum P_i \end{cases}
 \end{aligned}$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-après :

ELU							
Appui	Q _u (KN/m)	L(m)	M(KN.m)	V _w (KN)	V _e (KN)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)
A1	0		0	-7.66	12.15	1.21	4.66
A2	6.02	3.15	-7.09	-12.34	11.56	1.96	5.01
A3	6.02	3.80	-5.60	-8.4	9.84	1.34	0.008
A4	6.02	2.9	-7.69	-14.47	14.46	2.30	8.95
A5	6.02	4.60	-7.69	-9.84	8.40	1.56	0.006
A6	6.02	2.9	-5.60	-11.56	12.34	1.84	5.02
A7	6.02	3.80	-7.09	-12.16	7.65	1.93	4.66
A8	6.02	3.15	0				

Tableau.III.2.moments et efforts tranchants a l'ELU

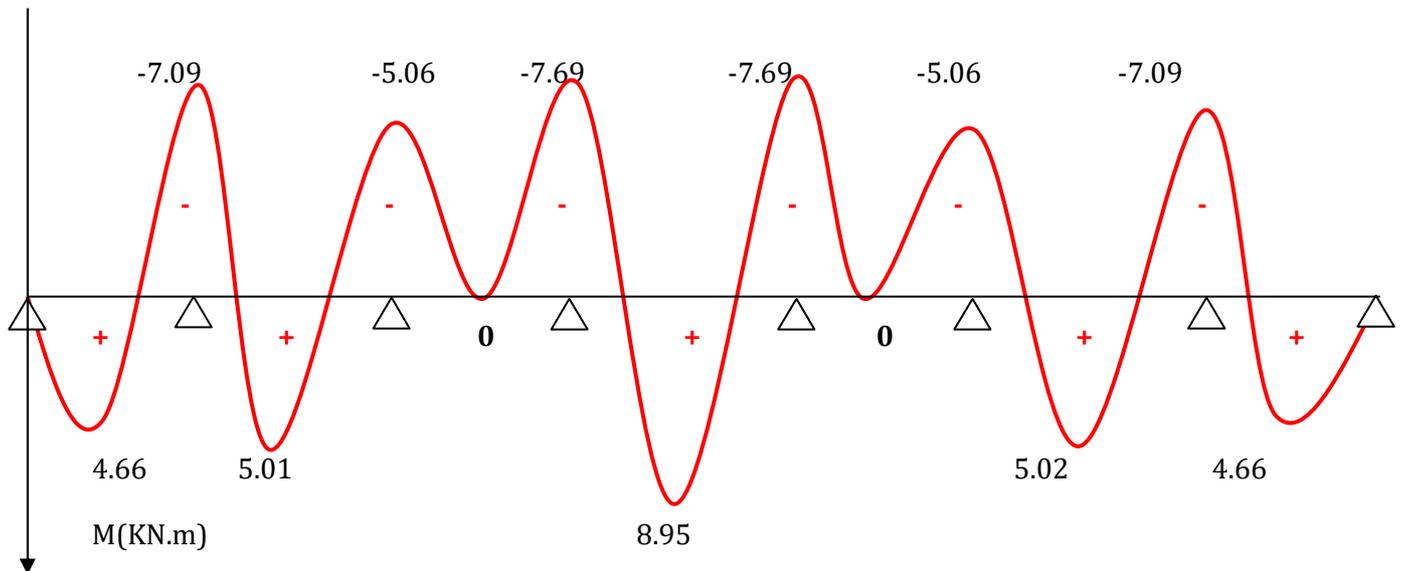
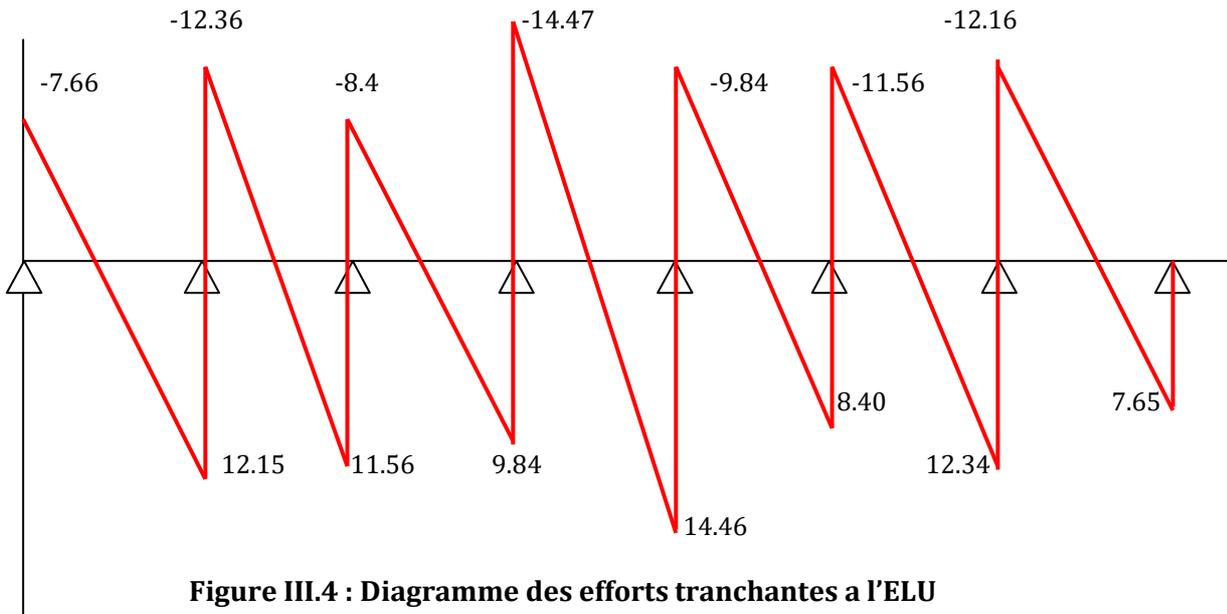
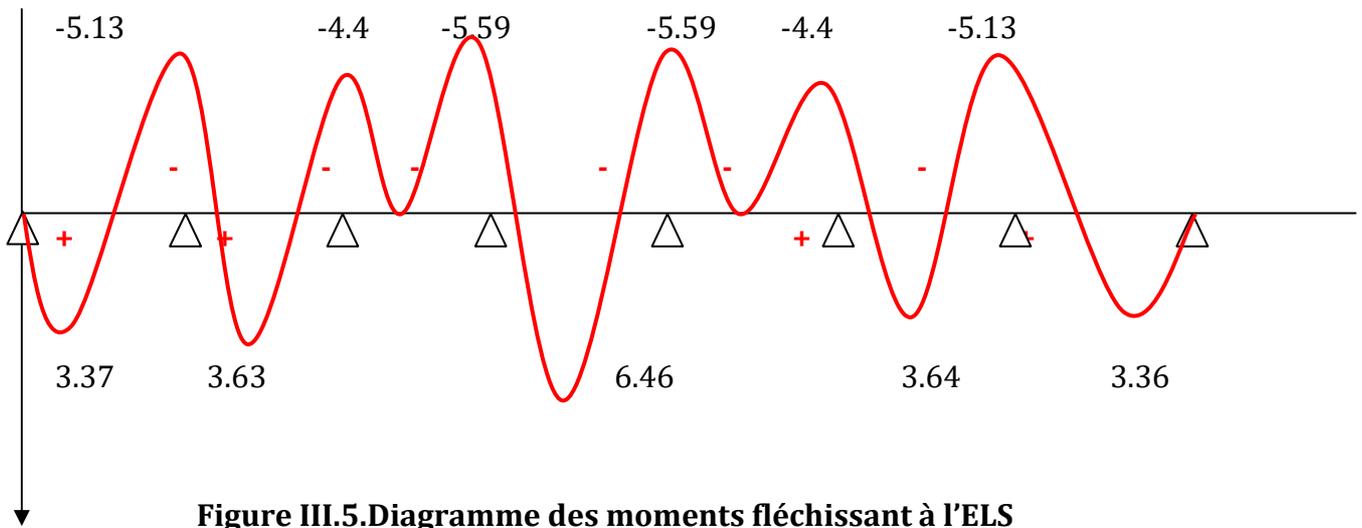


Figure III.3.Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



ELS							
Appui	$Q_{ser}(KN/m)$	L(m)	M(KN.m)	$V_w(KN)$	$V_e(KN)$	$X_0(m)$	$M_t(KN.m)$
A1	4.35		0	-5.54	8.79	1.22	3.37
A2	4.35	3.15	-5.13	-8.93	8.36	1.96	3.63
A3	4.35	3.80	-4.04	-6.06	7.13	1.33	-0.004
A4	4.35	2.9	-5.59	-10.47	10.46	2.30	6.46
A5	4.35	4.60	-5.59	-6.45	6.75	1.42	-1.01
A6	4.35	2.9	-4.04	-8.36	8.93	1.84	3.64
A7	4.35	3.80	-5.13	-8.79	5.54	1.93	3.36
A8	4.35	3.15					

Tableau.III.3moments et efforts tranchants à L'ELS



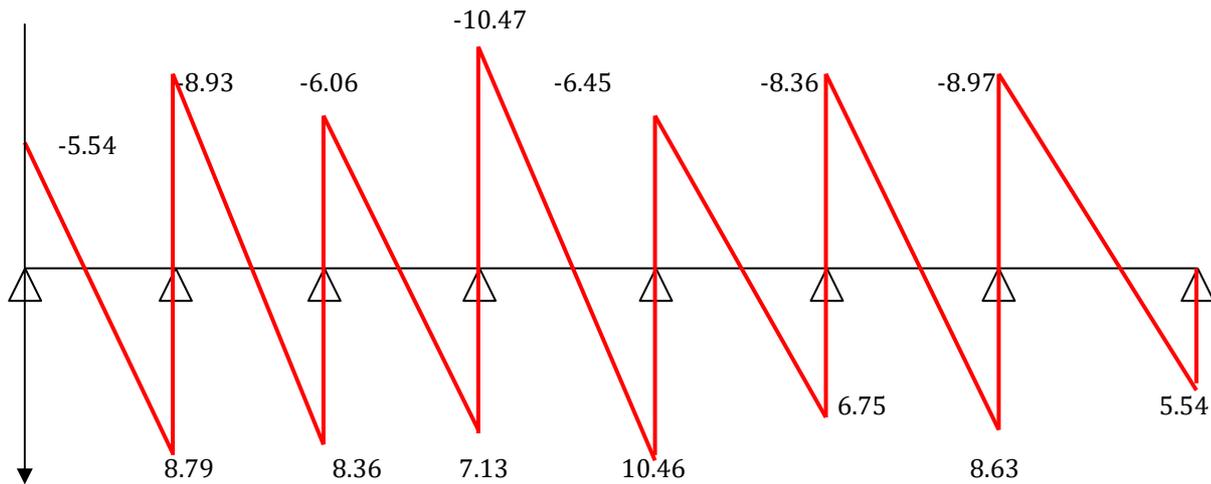


Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

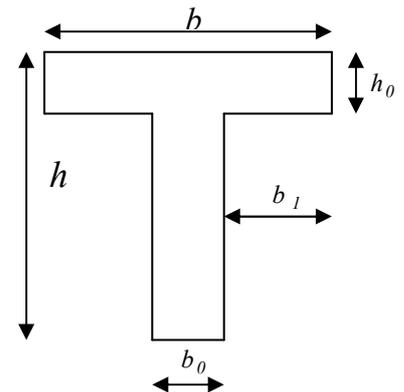
III.1.4. Calcul de ferrailage à L'ELU :

➤ En travée :

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T avec les dimensions suivantes : $b=65$ cm, $h_0=4$ cm, $b_0=12$ cm, $h=20$ cm, $d=18$ cm.

➤ en considérant :

- le moment en travée max, $M_{t \max} = 8.95$ KN.m.



Le moment M_0 qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression

$f_{bc} = 14,2$ MPa

$M_t = 8.59$ KN.m $<$ $M_0 = 59.07$ KN.m \rightarrow L'axe neutre est dans la table de compression. Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = (65x20).

$$\mu = \frac{M_t}{b_o d^2 f_{bc}} = \frac{8.95}{0.65 \times (0.18^2) \times 14.2 \times 10^3} = 0.029$$

$$\mu = 0.029 < 0.392 = \mu_{lu} \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.029 \implies \beta = 0.985$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \delta_s} = \frac{8.95 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

➤ *Aux appuis :*

$$M_{a \max} = 7.69 \text{ KN.m}$$

calcul se fera en considérant une section rectangulaire (b x h) = (65x20).

$$\mu = \frac{M_a}{b_o d^2 f_{bc}} = \frac{7.69}{0.12 \times (0.18^2) \times 14.2 \times 10^3} = 0.139$$

$$\mu = 0.139 < 0.392 = \mu_{lu} \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.139 \implies \beta = 0.925$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \delta_s} = \frac{7.69 \times 10^3}{0.925 \times 18 \times 348} = 1.33 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_a = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

III.1.4.1. Armatures transversales

a) Diamètre des barres (BAEL91/Art A.7.2.2)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_o}{10}, \phi_l \right\} \quad \phi_l : \text{Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_o}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

Soit : $2 \text{ HA8} = 1.00 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de 8ϕ

b) Calcul des espacements : (article : A.5.1.22 B.A.E.L 91)

L'espacement S_t des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : $S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$

On adopte un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$

Donc : $\frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.

III.1.5. Vérifications à l'ELU :

1) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2, 1) :

En travée : $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.413 \text{ cm}^2$

$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.413 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.

Sur appuis : $A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$

$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.

2) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/Art A.5.1, 1) :

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right\}$

$V_u^{\max} = 14.46 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14.46 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.67 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.78 \text{ MPa}$

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

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

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(Art. A.6.1.3/BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barres.

Ψ_s : coefficient de scellement. $\Psi_s = 1,5$ pour HA

➤ *En travée :*

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,20 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,46 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,20} = 0,95 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

\Longrightarrow Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

➤ *Aux appuis :*

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,20 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,46 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,20} = 0,95 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

\Longrightarrow Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

4) Ancrages des barres BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.21) :

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.385} = 35,27 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL91 (Art. A.6.1)** admettent que

l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4.l_s$ pour les aciers HA.

$$L_r = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm} (L_r : \text{longueur d'ancrage})$$

5) L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(Art : A.5.1.313) :

➤ *Sur le béton :*

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; avec $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times \frac{25}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 14.46 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ *sur les armatures :*

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + \frac{M_{a \max}}{0,9.d})$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times 10}{400} (14,46 + \frac{7,69}{0,9 \times 0,18}) = 1,78$$

$$A_a = 2,35 \geq 1,78 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.6.Vérification à L'ELS :

III.1.6.1.Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu préjudiciable, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Et $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$ Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ qui égale à : $\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$

➤ *En travée :*

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$, $d = 18 \text{ cm}$,

$b_0 = 12 \text{ cm}$, $M_t = 6.46 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1,08 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow K_1 = 19,72$$

$$\sigma_s = \frac{6.46 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.36} = 177.65 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 177.65 < \sigma_s = 348$ condition vérifiée.

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{177.65}{19.72} = 9.01 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 9.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Les vérifications étant satisfaites, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes

➤ *Aux appuis :*

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

$M_a = 5.59 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1,08 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow K_1 = 19,72$$

$$\sigma_s = \frac{5.59 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.36} = 152.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 152.13 < \sigma_s = 348 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{152.13}{19.72} = 7.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les vérifications étant satisfaites, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

III.1.7. Vérification de la flèche :(BAEL B.6.5.1)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Avec : L la distance entre nœud de la plus grande travée.

La première condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire

(D'après le BAEL).

⇒ Il est indispensable de vérifier la flèche avec la flèche admissible.

Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$F_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{F} = \frac{L}{500}$$

Avec :

M_S : est le moment de flexion maximale de la travée à L'E.L.S.

L : est la longueur de travée.

I_0 : est le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $n=15$.

E_V : Module de déformation longitudinal différée ($E_V=10818,87\text{MPa}$)

$$E_V=3700^3\sqrt{F_{C28}} = 3700^3\sqrt{25} = 10819 \text{ MPa}$$

F_V : Module due aux déformations longitudinales différées.

I_{FV} : Inertie fictive de la section ; pour la déformation de longue durée

$$I_{FV} = 1,1 I_0 / (1 + \lambda_i \mu)$$

b et b_0 : les largeurs de la table de compression et de nervure

a) Position de centre de gravité :

$$V_1 = S_{/xx'} / B_0$$

$S_{/xx'}$: Moment statique par rapport à (xx')

B_0 : Aire homogène

$$B_0 = b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0 + 15A_s$$

$$S_{/xx'} = b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_s \cdot d$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15(2.36) = 487.4 \text{ cm}^2$$

$$S_{/xx'} = 12 \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15)(2.36)(18) = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.89 \text{ cm}$$

b) Le moment d'inertie I_0 est donné par la formule suivante :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \cdot h_0 \left(\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right) + 15(V_2 - C)^2 \cdot A_t$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.10^3 + 12.89^3) + (65-12) \times 4 \left(\frac{4^2}{12} + \left(7.10 - \frac{4}{2}\right)^2 \right) + 15(12.89-2)^2 \times 2.36$$

$$I_0 = 19993 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{At}{b.d} = \frac{2.36}{12.18} = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.856$$

$$\sigma_s = \frac{6.46 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.36} = 177.65 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.02ft_{28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]} = 1.645$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75ft_{28}}{4\rho \sigma_s + ft_{28}} ; 0 \right) = 0.6$$

$$I_{fv} = 1.1 I_0 / (1 + \lambda_i \mu) = 11068.09 \text{ cm}^4$$

$$F_v = \frac{M s . L^2}{10 E v . I_{fv}} = \frac{6.46 \times 4.60^2}{(10)(10819 \times 10^3)(11068.09 \times 10^{-8})} = 0.0011 \text{ m}$$

$$\bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

$$F_v = 0.11 \leq \bar{F} = 0.92$$

⇒ *la flèche est vérifiée.*

III.2. ETUDE DE L'ACROTÈRE :

III.2.1. Définition: L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, elle est soumise à son poids propre et à la surcharge due à la main courante concentrée à son extrémité libre estimée à 1 KN/ml. [4]

Pour le calcul on admettra une bande de 1 m de largeur remise à une sollicitation de flexion composée.

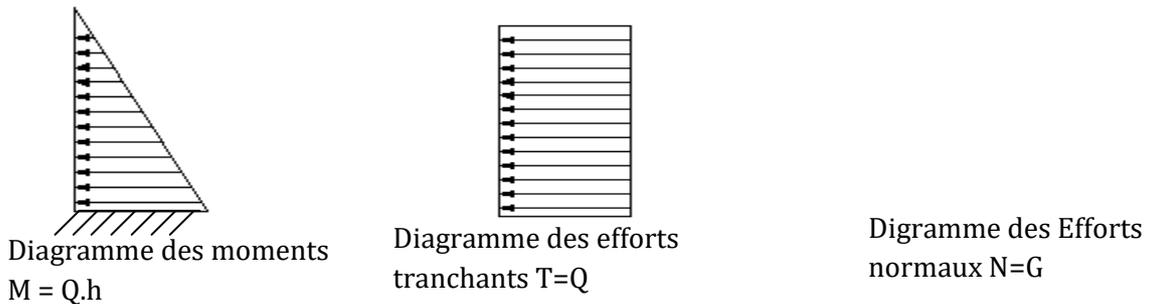


Fig. III.7 : Schéma statique (sollicitation durable)

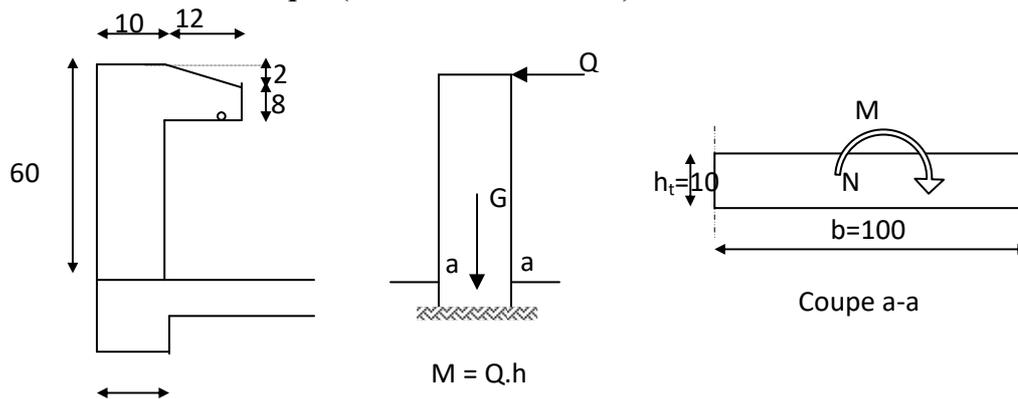


Fig. III.8: Schéma statique de l'acrotère

III.2.2. Vérification au séisme :

D'après le *RPA99V2003 (Article 6.2.3)* les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du *RPA* suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1)

$C_p = 0.80$ (élément en console)

W_p : poids de l'acrotère

$$W_p = 2.38 \text{ KN/ml}$$

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.38$ donc : $F_p = 1.14 \text{ KN/ml}$

❖ **Les charges :**

Poids propre de l'acrotère: $G=2.38 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/ml}$

Force sismique : $F_p = 1.14 \text{ KN/ml}$

❖ **Sollicitations :**

G : Crée un effort normal : $N_G = G = 2.38 \text{ KN/ml}$

Crée un Moment : $M_G=0$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KNm}$

F_p : Crée un effort normal : $N_{Fp} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_{Fp} = F_p \cdot 2 \cdot h/3 = 0.456 \text{ KNm}$

❖ **Combinaison des sollicitations :**

ELU : $N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q$

$M_U = 1.35M_G + 1.5M_Q$

ELS : $N_{ser} = N_G + N_Q$

$M_{ser} = M_G + M_Q$

❖ **Combinaison accidentelle : $G + 0.75Q + F_p$**

ELA : $N_A = N_G + 0.75N_Q + N_{Fp}$

$M_A = M_G + 0.75M_Q + M_{Fp}$

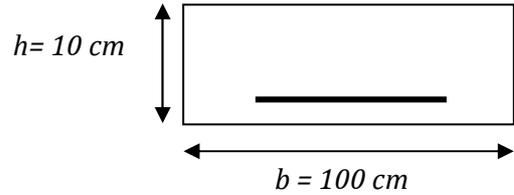
Cas	Combinaisons	M(KNm)	N(KN)
ELU	$1.35G + 1.5Q$	0.9	3.213
ELS	$G + Q$	0.6	2.38
ELA	$G + 0.75Q + F_p$	0.91	2.38

Tableau III.4. Sollicitations dans l'acrotère

III.2.3. Ferrailage :

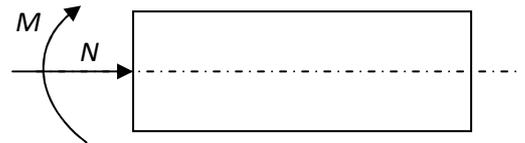
Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

$$\begin{aligned} h &= 10 \text{ cm} & b &= 100 \text{ cm} \\ d &= 8 \text{ cm} & d' &= 2 \text{ cm} \end{aligned}$$

**III.2.3.1. Calcul des armatures à L'ELU :****❖ Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = M_u / N_u = 0.9 / 3.213 = 0.28 \text{ m}$$

$$h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_u = 28 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$$



D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

❖ Calcul en flexion simple :

$$e_A = e_0 + (h/2 - d') = 0.28 + (0.1/2 - 0.02) = 0.31 \text{ m}$$

$$M_F = N_u \times e_A = 3.213 \times 0.31 = 0.996 \text{ KN.m}$$

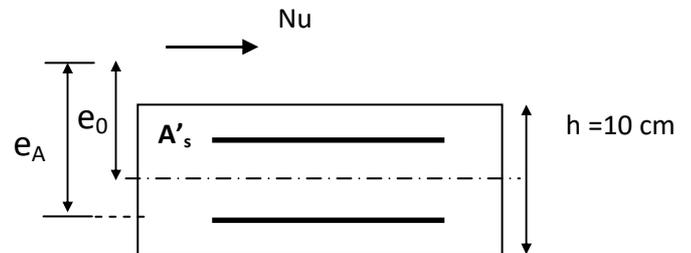
$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.996 \times 10^{-3}}{1 \times (0.08)^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_F}{M_s} = \frac{0.996}{0.6} = 1.66$$



$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.66 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.39$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = 0.011 < 0.275 \text{ On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = 0.08(1 - 0.6 \times 0.012) = 0.079 \text{ m}$$

$$\text{Tel que : } Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$A = \frac{M_f}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{0.996 \times 10}{0.079 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

❖ **Les armatures en flexion composée :**

$$A' = A'_{fs} = 0 \quad A = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 0.38 - \frac{3.213 \times 10}{348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 (b \cdot d) f_{t28} / f_{ed} \quad , f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 (1 \times 0.08) \times 2.1 / 400 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$\text{On remarque que : } A_u < A_{\min}$$

III.2.3.2. Calcul des armatures à L'ELU :

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = M_A / N_A = 0.91 / 2.38 = 0.38 \text{ m}$$

$$h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_0 = 38 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

❖ **Calcul en flexion simple :**

$$e_A = e_0 + (h/2 - d') = 0.38 + (0.1/2 - 0.02) = 0.41 \text{ m}$$

$$M_F = N_u \times e_A = 2.38 \times 0.41 = 0.98 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21,7 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.98 \times 10^{-3}}{1 \times (0.08)^2 \times 21,7} = 0,007$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_F}{M_s} = \frac{0.98}{0.6} = 1,63$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.63 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.38$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = 0.007 < 0.275 \text{ On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = 0.08(1 - 0.6 \times 0.007) = 0.080 \text{ m}$$

$$\text{Tel que : } Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$A = \frac{M_F}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{0.98 \times 10}{0.08 \times 400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

❖ **Les armatures en flexion composée :**

$$A' = A'_{fs} = 0 \quad A = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 0,31 - \frac{2,38 \times 10}{400} = 0.25 \text{ cm}^2$$

a) Calcul des armatures à L'E.L.S :

$$\text{On a: } N_{ser} = 2.38 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3} \right) \times b_0 \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\alpha_1 = 15\overline{\sigma_{bc}} / (15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s})$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta F_{tj}}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3}400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67, 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = 15(15) / (15 \times 15 + 201.63) = 0.53$$

$$M_{rb} = \left\{ \frac{1}{2} (0.53) \left(1 - \frac{0.53}{3} \right) \right\} 1 \times 0.08^2 \times 15 \times 10^3 = 20.94 \text{ KNm}$$

$$M_{rb} > M_{ser} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_s = \frac{M_{sr}}{b_0 d^2 \overline{\sigma_s}} = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 201.63} = 0.00047$$

On applique la méthode simplifiée :

$$Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 8 \times \frac{(40 \times 0.00047) + 1}{(54 \times 0.00047) + 1} = 7.45 \text{ cm}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \times \overline{\sigma_s}} = \frac{0.6 \times 10^3}{7.45 \times 201.63} = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 0.40 \text{ cm}^2$$

❖ Conclusion de ferrillage :

$$A_s = \text{Max} (A_{ser}; A_u; A_A; A_{min}) = (0.4 ; 0.29 ; 0.25 ; 0.966) = 0.996 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA8 (2.01 cm²)** avec espacement de **25 cm**

❖ Armature de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5 \text{ cm}^2$$

On prend \Rightarrow **4HA8 (2.1 cm²)** avec espacement **S_t=15 cm**

III.2.3.3. Vérifications à l'E.L.U :

❖ Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que $\tau_{u \max} < \overline{\tau}$ tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ MPa} \quad \text{Avec } T_u = 1.5 \times Q = 1.50 \text{ kN}$$

$$\tau = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau > \tau_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification d'adhérence des barres au cisaillement :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime $\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28}$

ψ_s : Coefficient de scellement

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$\psi_s = 1.5$ (acier Fe400, haute adhérence)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence

$\sum u_i = n\pi\phi$: Somme du périmètre utile des barres

n : nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 8 \text{ mm}$)

$$\tau_s = \frac{1500}{0.9 \times 0.08 \times 4\pi \times (0.008) \times 10^6} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.21 < 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres

III.2.3.4. Vérification à l'ELS :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{SER}} = \frac{0.60}{2.38} = 0.25\text{m} > 0.03\text{m} \quad \text{la section est partiellement comprimée}$$

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

$$\sigma_{bc} = y \times k \quad \text{Avec} \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

On a :

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A') \times y - \eta(A \cdot d + A' \cdot d') = 0 \quad \text{Avec} \quad (A' = 0 \quad \text{et} \quad \eta = 15)$$

$$\Rightarrow 50y^2 + (15 \times 2.01 \times y) - (15 \times 8 \times 2.01) = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 241.2 = 0 \Rightarrow y = 1.92\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \cdot A(d - y)^2 + \eta \cdot A'(y - d)^2$$

$$I = \frac{100}{3}(1.92)^3 + 15 \times 2.01(8 - 1.92)^2 = 1350.47\text{cm}^4$$

❖ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.60}{1350.47 \times 10^{-8}} = 4.44 \times 10^4 \text{KN} / \text{m}^3$$

$$K = 0.0444 \text{N} / \text{mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0.0444 \times (19.2) = 0.85\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{C.V}$$

❖ Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = \min(267.67 \text{MPa}; 201.63 \text{MPa})$$

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

$$\sigma_s = \eta \times K \times (d - y) = 15 \times 0.0444(80 - 19.2) = 40.49 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 40.49 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \quad \text{C.V}$$

III.2.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère :

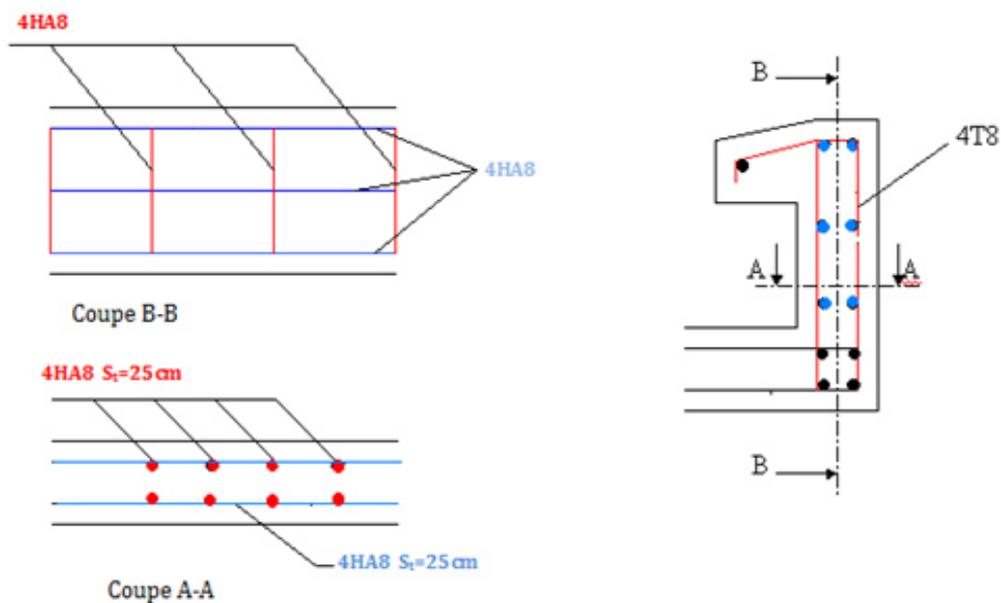


Fig.III. 9.schéma de Ferrailage de l'acrotère

III.3. Calcul des balcons

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastrée d'un bord et libre d'un autre, l'étude des balcons sera en flexion simple d'une épaisseur de 15 cm.

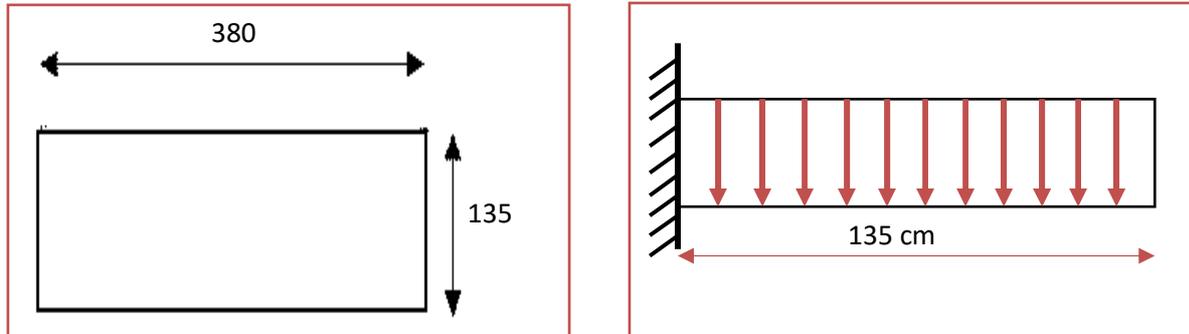


Figure III.10. Schéma représentatif du balcon

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1,35 \text{ m} \\ L_y = 3,80 \text{ m} \end{array} \right\} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,35}{3,80} = 0,35$$

Avec: L_x : la petite portée de la dalle.

$$\rho = 0,35 < 0,4 \quad \Longrightarrow \quad \text{Ladalle travail comme console.}$$

III.3.1. Calcul des sollicitations :

Charge permanente : $G = 5,31 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge du garde-corps : $P = 1 \text{ KN/m}$

➤ **A l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5,31) + 1,5(3,5) =$$

$$q_u = 12,42 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u \cdot l$$

$$M_u = \frac{12,42 \times (1,35)^2}{2} + 1,35 \times 1,35 = 13,14 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u l + P_u$$

$$V_u = 12,42 \times 1,35 + 1,35 = \mathbf{18,117 \text{ KN}}$$

➤ **A P'ELS :**

$$q_s = G + Q = 5,31 + 3,5 = \mathbf{8,81 \text{ KN/ml}}$$

$$P_s = P = \mathbf{1 \text{ KN/ml}}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s \cdot l$$

$$M_s = \frac{8,81 \times (1,35)^2}{2} + 1 \times 1,35 = \mathbf{9,378 \text{ KN.m}}$$

$$V_s = q_s l + P_s = 8,81 \times 1,35 + 1 = \mathbf{12,893 \text{ KN}}$$

III.3.2. Ferrailage :

Le calcul de ferrailage du balcon se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

Les données :

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

✓ **Armatures longitudinales :**

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13,14 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = \mathbf{0,050}$$

$$\mu_{bu} = 0,050 < \mu_l = 0,392 A'_s = 0 \quad \Rightarrow \quad \text{Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 13,5(1 - 0,6 \times 0,050) = \mathbf{13,095 \text{ cm}}$$

$$A_s = \frac{13,14 \times 10^6}{130,95 \times 348} = \mathbf{2,88 \text{ cm}^2}$$

$A_s = 2,88 \text{ cm}^2$ On adopte : $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$A_r = 0,85 \text{ cm}^2$ On adopte : $2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

M_u (KN. m)	μ_{bu}	Z_b (mm)	$A_s \text{ cal}$ (cm^2)	Choix	$A_s \text{ adoptée}$ (cm^2)	$A_r \text{ cal}$ (cm^2)	Choix	$A_r \text{ adoptée}$ (cm^2)
13,14	0,041	130,95	2,88	3HA12	3,39	0,85	2HA10	1,57

Tableau III.5. Ferrailage du balcon.

III.3.3. Vérifications :

➤ **A P'ELU**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{V_{\text{umax}}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{18,117 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 188,4} = 0,79 \text{ MPa}.$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}.$$

On remarque que : $\tau_{se} = 0,79 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$condition vérifiée, il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

✓ **Cisaillement :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Avec : $\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}.$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{18,117 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,13 \text{ MPa.}$$

On remarque que : $\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$condition vérifiée, il n'y a pas risque de cisaillement.

✓ **Disposition des armatures :**

- **Longitudinales :**

$$S_t = \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$condition vérifiée.

- **Répartitions :**

$$S_t = \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$condition vérifiée.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	C.N.F (A_{\min})	Cisaillement (τ_u)	Espacement (S_t)		Adhérence (τ_{se})
Valeur calculée	3,39	0,13	20	20	0,79
Valeur admissible	1,63	2,5	33	45	3,15
Observation	CV	CV	CV		CV

Tableau III.6. Résultats des vérifications à l'ELU.

➤ **A l'ELS :**

✓ **Vérification de compression dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
9,378	9782	4,01	3,84	15	Condition vérifiée

Tableau III.7. Résultats des vérifications à la compression du béton.

✓ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \implies \frac{15}{120} \geq \frac{1}{20} \frac{9,378}{9,378} \quad 0,125 > 0,05 \implies \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \implies \frac{3,39}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \quad 2,51 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \implies \dots\dots\dots CV$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul n'est pas nécessaire.

Ferrailage du Balcon

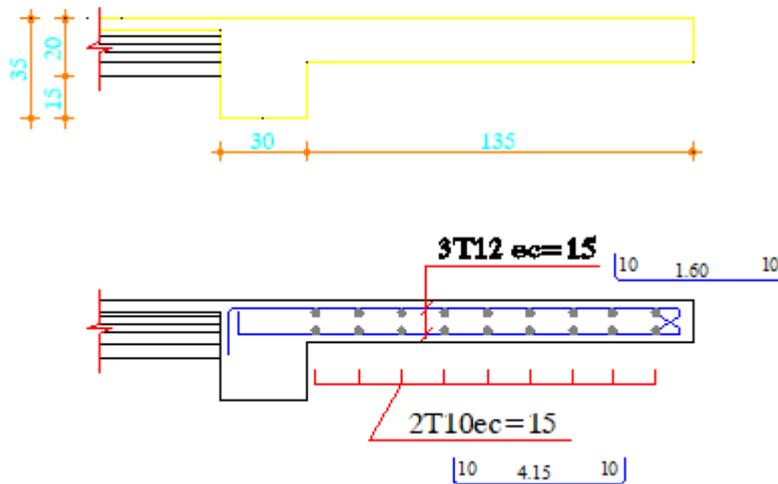


Fig III.11.Schéma de Ferrailage de balcon

III.4. Etude d'escaliers :

III.4.1.Introduction :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place et constitué de deux paillasse, et les marches sont droites pour faciliter l'exécution.

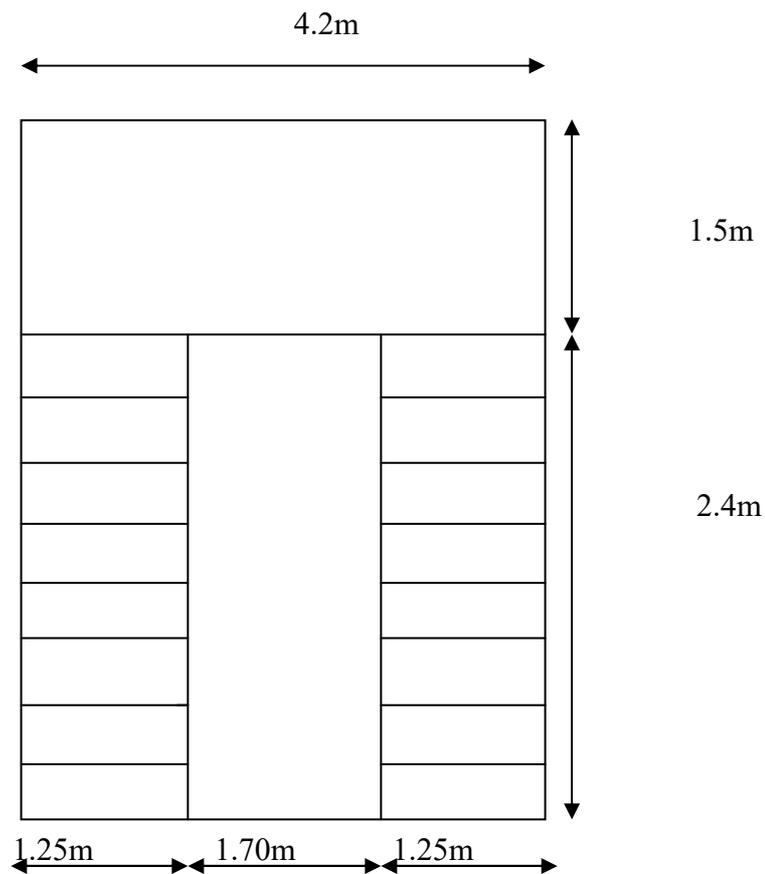


Figure III.12.Schéma présentatif d'escalier

III.4.2. Détermination des efforts:

A l'E.L.U: $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$

A l'E.L.S: $P_u = G + Q$

	G (KNm)	Q (KNm)	P_u (KNm)	P_{ser} (KNm)
Palier	5.21	2.5	10.78	7.71
Paillasse	9.32	2.5	16.33	11.82

Tableau III.8: Combinaison des charges de l'escalier

❖ Les réactions aux appuis :

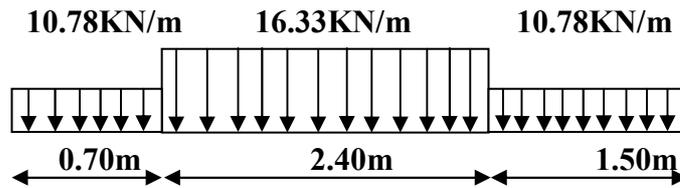


Figure III.13. Schéma statique du volée à L'ELU

ELU :

$$\begin{cases} R_A = 32.62 \text{ KN} \\ R_B = 30.29 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Effort tranchant:

$$\text{Pour } 0 \leq x \leq 0.70 \text{ m} \quad T(x) = 32.62 - 10.78x$$

$$\text{Pour } 0.70 \text{ m} \leq x \leq 3.1 \text{ m:} \quad T(x) = 32.62 - 10.78(0.70) - 16.33(x - 0.70)$$

$$\text{Pour } 3.1 \text{ m} \leq x \leq 4.6 \text{ m:} \quad T(x) = 32.62 - 10.78(0.70) - 16.33(2.40) - 10.78(x - 3.1)$$

❖ Moment fléchissant:

$$\text{Pour } 0 \leq x \leq 0.70 \text{ m:} \quad M(x) = 32.62x - 10.78 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } 0.70 \text{ m} \leq x \leq 3.1 \text{ m:} \quad M(x) = 32.62x - 10.78(0.70) \left(x - \frac{0.70}{2} \right) - 16.33 \frac{(x - 0.70)^2}{2}$$

Pour $3.1 \text{ m} \leq x \leq 4.6 \text{ m}$:

$$M(x) = 32.62x - 10.78(0.70) \left(x - \frac{0.70}{2} \right) - 16.33(2.40) \left(x - 0.70 - \frac{2.40}{2} \right) - 10.78 \frac{(x - 3.1)^2}{2}$$

L'élément max se trouve dans l'intervalle: $0.70 \text{ m} \leq x \leq 3.1 \text{ m}$.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow 32.62 - 10.78(0.70) - 16.33(x - 0.70) = 0$$

$$\rightarrow x = 2.23 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } M_{\max} = M(x = 2.23) = 52.30 \text{ KNm}$$

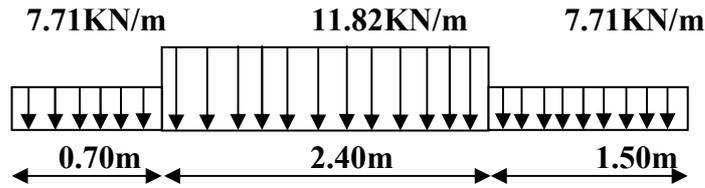


Figure III.14. Schéma statique du volée à L'ELS

$$\begin{cases} R_A = 23.52 \text{ KN} \\ R_B = 21.81 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Effort tranchant:

$$\text{Pour } 0 \leq x \leq 0.70 \text{ m} \quad T(x) = 23.52 - 7.71x$$

$$\text{Pour } 0.70 \text{ m} \leq x \leq 3.1 \text{ m:} \quad T(x) = 23.52 - 7.71(0.70) - 11.82(x - 0.70)$$

$$\text{Pour } 3.1 \text{ m} \leq x \leq 4.6 \text{ m:} \quad T(x) = 23.52 - 7.71(0.70) - 11.82(2.40) - 7.71(x - 3.1)$$

❖ Moment fléchissant:

$$\text{Pour } 0 \leq x \leq 0.70 \text{ m:} \quad M(x) = 23.52x - 7.71 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } 0.70 \text{ m} \leq x \leq 3.1 \text{ m:} \quad M(x) = 23.52x - 7.71(0.70) \left(x - \frac{0.70}{2} \right) - 11.82 \frac{(x - 0.70)^2}{2}$$

$$\text{Pour } 3.1 \text{ m} \leq x \leq 4.6 \text{ m:}$$

$$M(x) = 23.52x - 7.71(0.70) \left(x - \frac{0.70}{2} \right) - 11.82(2.40) \left(x - 0.70 - \frac{2.40}{2} \right) - 11.82 \frac{(x - 3.1)^2}{2}$$

L'élément max se trouve dans l'intervalle: $0.70 \text{ m} \leq x \leq 3.1 \text{ m}$.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow 23.52 - 7.71(0.70) - 11.82(x - 0.70) = 0$$

$$\rightarrow x = 2.23 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } M_{\max} = M(x = 2.23) = 37.68 \text{ KNm}$$

III.4.3. Ferrailage des escaliers:

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

$$\text{Moment en travée: } M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 52.30 = 44.45 \text{ KN m}$$

Moment en appuis: $M_a = 0.6M_{\max} = 0.6 \times 52.30 = 31.38 \text{ KN m}$

III.4.3.1. Les armatures principales:

Béton:

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13.5 \text{ cm}$.

Acier:

FeE400 . $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

	M_u KNm	M	A	B	A cm ²	A' cm ²	A _{min} cm ²	A _{adopt} cm ²
En travée	44.45	0.17	0.23	0.906	10.44	0	1.35	10 Φ 12
								11.31
En appuis	31.38	0.121	0.16	0.93	7.18	0	1.35	10 Φ 10
								7.85

Tableau III.9.: Calcul des sections d'acier de l'escalier

✓ Condition de non fragilité:

On vérifie que: $A \geq A_{\min} = \frac{B}{1000}$

En travées:

$$A = 11.31 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = \frac{100 \times 135}{1000} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

En appuis:

$$A = 7.85 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

III.4.3.2. Les armatures de répartition:

En travées:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{11.35}{4} = 2.82 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte: } 6 \Phi 8 = 3.01 \text{ cm}^2 / \text{ esp} = 15 \text{ cm.}$$

En appuis:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.85}{4} = 1.96 \text{ cm}^2 \text{ on adopte: } 4 \Phi 8 = 3.01 \text{ cm}^2 / \text{ esp} = 30 \text{ cm.}$$

✓ **Vérification de l'espacement:**

Pour les armatures longitudinales:

En travées:

$$S_t = 10 \text{ cm} < \text{Min}[3h = 45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \text{ (c.v)}$$

En appuis:

$$S_t = 10 \text{ cm} < \text{Min}[3h = 45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \text{ (c.v)}$$

Pour les armatures de répartitions:

En travées:

$$S_t = 15 \text{ cm} < \text{Min}[4h = 60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \text{ (c.v)}$$

En appuis:

$$S_t = 30 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \text{ (c.v)}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{35.12 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \tau_u = 0.26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \text{ (c.v)}$$

III.4.4. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la contrainte de béton " σ_b ".

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En travées:

$$A = 11.31 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser}} = 0.85 \times (37.68) = 32.03 \text{ KNm}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

$$\text{On a: } 50y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow y = 5.28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 16369.57 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où: } \sigma_b = \frac{32.03 \times 10^6}{16369.57 \times 10^4} \times 52.8 = 10.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 10.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

En appuis:

$$A = 7.85 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser}} = 22.60 \text{ KNm} \quad ; \quad y = 4.58 \text{ cm} \quad ; \quad I = 12571.34 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{22.60 \times 10^6}{12571.34 \times 10^4} \times 45.8 = 8.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

III.4.5. Vérification de la flèche:

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

$$1- \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{15}{270} = 0.05 \geq \frac{44.54}{20 \times 52.30} = 0.042 \quad \Rightarrow \text{ CV}$$

$$2- \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.05 \geq 0.0625 \quad \Rightarrow \text{ CNV}$$

$$3- \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2}{f_c} \rightarrow \frac{11.31}{100 \times 13.5} = 0.008 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \Rightarrow \text{ CNV}$$

III.4.6. Calcul de la flèche des escaliers:

Dans le calcul des poutres simplement appuyées ou continues et des bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée, on a:

- pour les flèches aux charges instantanées:

$$F_i = \frac{M_t \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad \text{avec} \quad E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3}$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad \text{avec} \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{c28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\begin{cases} \mu = 1 - \frac{1.75 f_{c28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{c28}} & \text{si } \mu \geq 0 \\ \mu = 0 & \text{si } \mu \leq 0 \end{cases}$$

- pour les flèches aux charges de longues durées:

$$F_v = \frac{M_t \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} \quad \text{avec} \quad E_v = \frac{E_i}{3} \quad \text{et} \quad I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + 0.4 \lambda_i \cdot \mu}$$

L: longueur de travée.

I_0 : le moment statique de la section totale homogène.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à la traction en " MPa ".

σ_s : la contrainte de traction effective de l'armature $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$ [2]

ρ : le pourcentage d'armature égal à: $\frac{A}{b_0 \cdot d}$

M: moment de service maximal dans la travée " M_{ser} ".

- pour les consoles, les flèches aux extrémités seront:

$$F_{i\text{ouv}} = \frac{M_t \cdot L^2}{4 E_{i\text{ouv}} \cdot I_{fi\text{ouv}}}$$

- pour les éléments supports sur deux appuis:

$$\begin{cases} \bar{F} = \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \\ \bar{F} = 0.5 + \frac{L}{500} & \text{si } L > 5\text{m} \end{cases}$$

- pour les éléments supports en console:

$$\bar{F} = \frac{L}{250} \quad \text{si} \quad L \leq 2\text{m}$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15A \cdot d}{b \cdot h + 15} = 8.05 \text{ m}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b}{3} [y^3 + (h - y)^3 + 15A(y - d)^2] = 7.59 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = 0.0087$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 307 \text{ MPa}$$

Ainsi que:
$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.712$$

$$L = 5.5 \text{ m} > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{F} = 0.5 + \frac{5500}{1000} = 6 \text{ mm}$$

A (cm ²)	M (KNm)	P	σ _s (MPa)	M	y (cm)	I (cm ⁴)
11.31	32.02	0.0087	307	0.712	8.05	7.59.10 ⁴
I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	F _i (mm)	F _v (mm)	ΔF (mm)	F _{adm} (mm)	ΔF < F _{adm}
30740.9	65564.2	9.8	13.65	3.85	6	c.v

Tableau III.10: Vérification de la flèche de l'escalier

III.4.7. Calcul de la poutre palière

La longueur de la poutre: L = 4.2 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad [5] \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad [3] \Rightarrow b \geq \frac{h}{4} = 8.75 \text{ cm}$$

Donc on a une poutre de dimensions $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

- **Vérification des prescriptions du RPA 99:**

$$\checkmark \quad b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} \quad (\text{c.v})$$

$$\checkmark \quad h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} \quad (\text{c.v})$$

$$\checkmark \quad h / b = 1.2 \text{ cm} < 4 \text{ cm.} \quad (\text{c.v})$$

III.4.7.1. Charges et surcharges:

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

$$\text{ELU: } R = \frac{35.86}{4.2} = 8.53 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } R = \frac{25.81}{4.2} = 6.14 \text{ KN}$$

Poids propre de la poutre: $25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.62 \text{ KN/ml}$.

Poids de l'escalier: $5.41 \times 1.2 = 6.5 \text{ KN/ml}$.

Donc: $G = 6.5 + 2.62 = 9.12 \text{ KN/ml}$.

$P_u = 1.35 (9.12) + 6.14 = 18.45 \text{ KN/ml}$.

$P_{\text{ser}} = 9.12 + 6.14 = 15.26 \text{ KN/ml}$.

III.4.7.2. Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastree sur les deux appuis avec la methode R.D.M.

$$R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$$

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$$

$$M_t^{\text{max}} = \frac{pl^2}{24}$$

A l'ELU:

$$R_A = R_B = \frac{18.45 \times 4.2}{2} = 38.74 \text{ KN}$$

donc: $T^{\max} = 38.74 \text{ KN}$

$$M_t = \frac{18.45 \times (4.2)^2}{24} = 13.56 \text{ KNm}$$

$$M_a = \frac{18.45 \times (4.2)^2}{12} = 27.12 \text{ KNm}$$

A l'ELS:

$$R_A = R_B = \frac{15.26 \times 4.2}{2} = 32.05 \text{ KN}$$

donc: $T^{\max} = 32.05 \text{ KN}$

$$M_t = \frac{15.26 \times (4.2)^2}{24} = 11.22 \text{ KNm}$$

$$M_a = \frac{15.26 \times (4.2)^2}{12} = 22.43 \text{ KNm}$$

III.4.8. Calcul du ferrailage:

1. Armatures longitudinales:

Béton:

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; e = 3 \text{ cm.}$$

Acier:

$$FeE400 ; Fe = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15 ; \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

	M_u KNm	M	A	B	A (cm ²)	A' (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	13.56	0.037	0.047	0.981	1.04	0	1.05
En appuis	27.12	0.074	0.0962	0.962	2.12	0	1.05

Tableau III.11: Calcul du ferrailage de la poutre palière

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = \frac{30 \times 35}{1000} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}[A_{\text{calculée}} ; A_{\min}]$$

Donc on adopte:

$$\text{en travée } A = 3 \text{ T } 10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{en appuis } A = 3 \text{ T } 10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{38.74 \times 10^3}{270 \times 250} = 0.573 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.573 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification de compression dans la bielle de béton:**

$$V_u \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{1.5} \right) b_0 \cdot a$$

$$a = \text{Min} [b - c - 2 ; 0.9d] = \text{Min} [25 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}] = 24 \text{ cm}$$

$$V_u = 38.74 \text{ KN} \leq 0.5 \left(\frac{25}{1.5} \right) \times 250 \times 240 = 400 \text{ KN} \quad (\text{c.v})$$

✓ **Vérification au voisinage de l'appui:**

$$\frac{2V_u}{b_0 \cdot a} < 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 38.74 \times 10^3}{250 \times 240} = 1.3 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \quad (\text{c.v})$$

$$A = 2.35 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_c} = \frac{1.15 \times 38.74 \times 10^3}{400} = 1.11 \text{ cm}^2$$

2. Armatures transversales:

$$\varphi_t = \text{Min} \left[\frac{h}{35} = 1 \text{ cm}; \varphi_1 = 10 \text{ mm}; \frac{b_0}{10} = 2.5 \text{ cm} \right]$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm} < 1 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\pi \cdot \varphi_t^2}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Donc on adoptera: $A_t = 2 \text{ T } 8 = 1 \text{ cm}^2$.

Vérification du R.P.A 99:

$$A_{t \min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$S_t \leq \bar{S}_t = \text{Min} \left[\frac{h}{4} = 8.75 \text{ cm}; 12 \varphi_t = 12 \text{ cm} \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{S}_t = 8.75 \text{ cm} \quad (\text{zone nodale}) \\ \bar{S}_t = 15 \text{ cm} \quad (\text{zone courante}) \end{array} \right.$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \quad (\text{zone nodale}) \\ S_t = 15 \text{ cm} \quad (\text{zone courante}) \end{array} \right.$

On a $A_t = 1 \text{ cm}^2$.

$$S_t = 5 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.375 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 0.003 \times (15) \times (25) = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$S_t < \bar{S}_t \text{ pour les deux zones}$$

Pour la zone courante $A < A_{\min}$, donc on retiendra $A_t = 3 \text{ T } 8 = 1.5 \text{ cm}^2$.

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} \cdot k)}{0.9 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

avec $k = 1$ (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Zone nodale: } \frac{1.5 \times 10^2}{250 \times 50} = 0.012 \geq \frac{1.15(0.573 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0 + 1)} = -3.19 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Zone courante: } \frac{1.5 \times 10^2}{250 \times 150} = 0.004 \geq \frac{1.15(0.573 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0 + 1)} = -3.19 \cdot 10^{-4}$$

$$A_t \geq A_{\min} = \frac{0.4 \cdot b_0 \cdot S_t}{f_e}$$

$$\text{Zone nodale: } A_t = 1.5 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = \frac{0.4 \times 250 \times 50}{400} = 0.125 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante: } A_t = 1.5 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = \frac{0.4 \times 250 \times 150}{400} = 0.375 \text{ cm}^2$$

III.4.9. Vérification à l'ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il faut vérifier que:

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec:
$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y$$

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	M _{ser} (KNm)	$\bar{\sigma}_b$	σ_b	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	2.35	7.43	16918.32	7.01	15	3.07	c.v
En appuis	2.35	43	16918.32	14.02	15	6.15	c.v

Tableau III.12: Vérification de la contrainte " σ_b " à l'E.L.S (poutre palière).

Donc on adoptera les sections calculées à l'ELS

✓ Vérification de la flèche:

Les conditions suivantes:

$$1- \frac{h}{L_x} = \frac{0.3}{3.6} = 0.083 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{CV}$$

$$2- \frac{h}{L_x} = 0.083 \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_x} = 0.037 \implies \text{CV}$$

$$3- \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{25 \times 27} = 0.0034 \leq \frac{2}{f_e} = 0.0084 \implies \text{CV}$$

Etant remplis, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

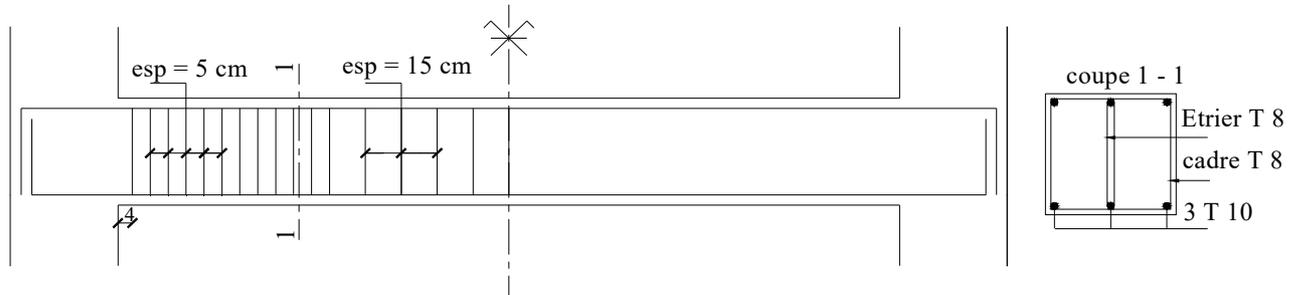


Fig. III.15: Ferrailage de la poutre palière

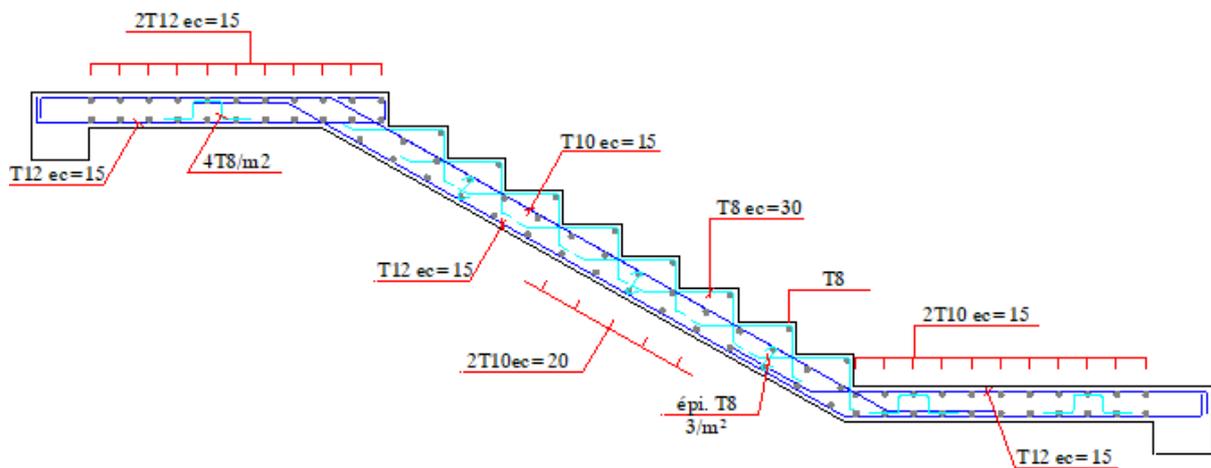


Fig. III.16: Ferrailage D'escalier .

CHAPITRE IV

*Modélisation de la structure
Et Vérifications aux
exigences du RPA99V2003*



IV. Introduction :

A l'heure actuelle, nous disposons de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur maîtrise les bases de cette méthode ainsi que le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la M.E.F et par la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ses outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif, la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique, tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire. En effet, en tenant compte des considérations précédentes, pouvoir formuler un problème de calcul des structures et contrôler quasiment sans effort ses résultats, fournis par ordinateur

. IV.1. CONCEPT DE BASE DE LA M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode des déformations pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation (fonction de forme) de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnue, les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations.

Les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2. DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même

environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes ainsi que les modes propres de vibration.

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.7.4



IV .3. Modélisation

a) Modélisation de la structure

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel. Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau et qui travaille en trois(3) DDL deux translation suivant (x,y) et une rotation suivant (z) .

b) Modélisation mathématique par la méthode des éléments fin

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement

En d'autres termes ; La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

c) Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4- Définition des charges (G, Q).
- 5- Affectation des charges revenant aux limites.
- 6- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 7- Définition du séisme.
- 8- Introduction des combinaisons d'actions.
- 9- Affectation des masses sismiques et des inerties massiques.
- 10- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 11- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats

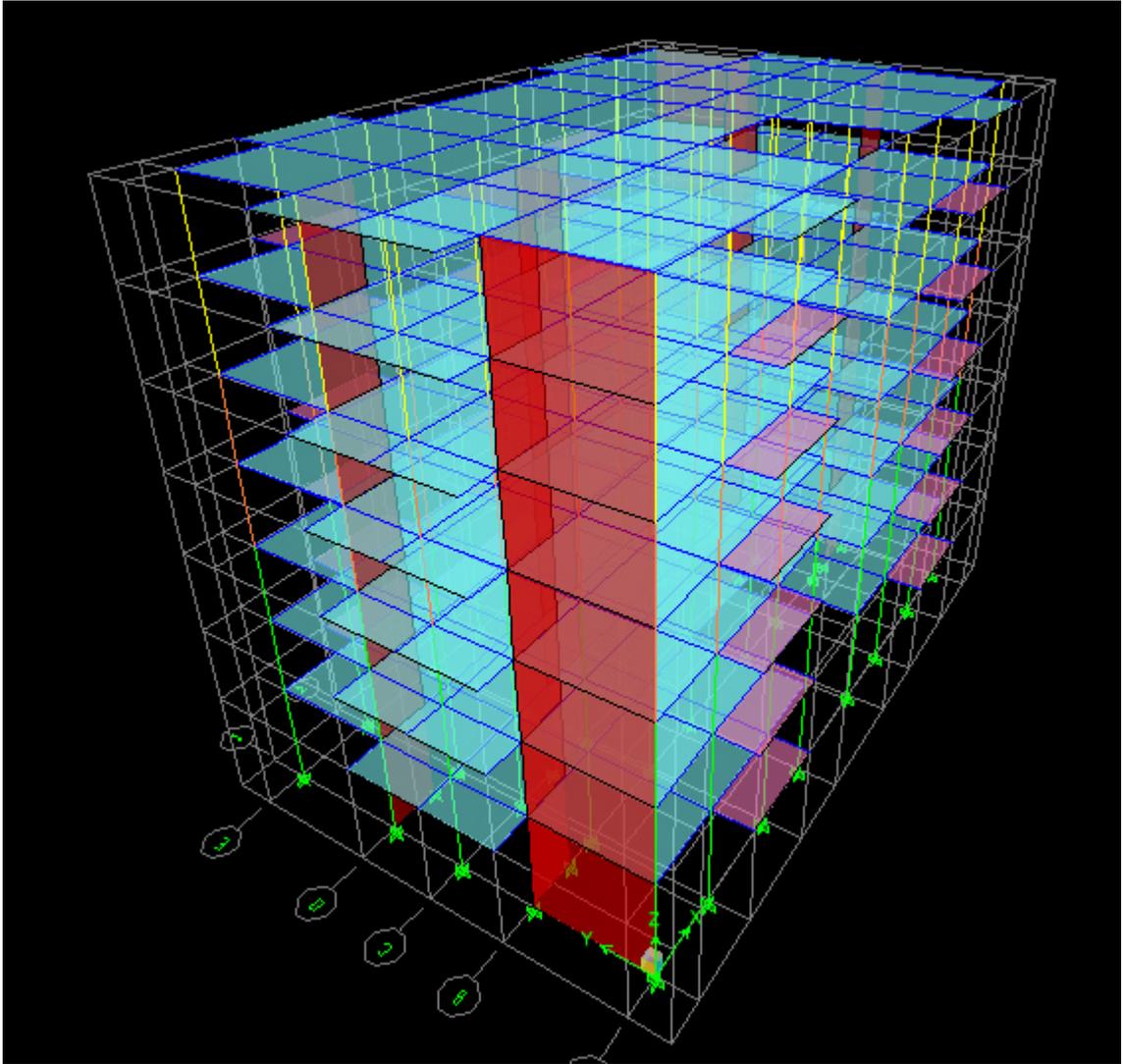


Figure IV.1 Vue en 3 D de la structure modélisée

IV.4. Choix de disposition des voiles :

Après plusieurs essais, on a choisi la disposition des voiles suivants :

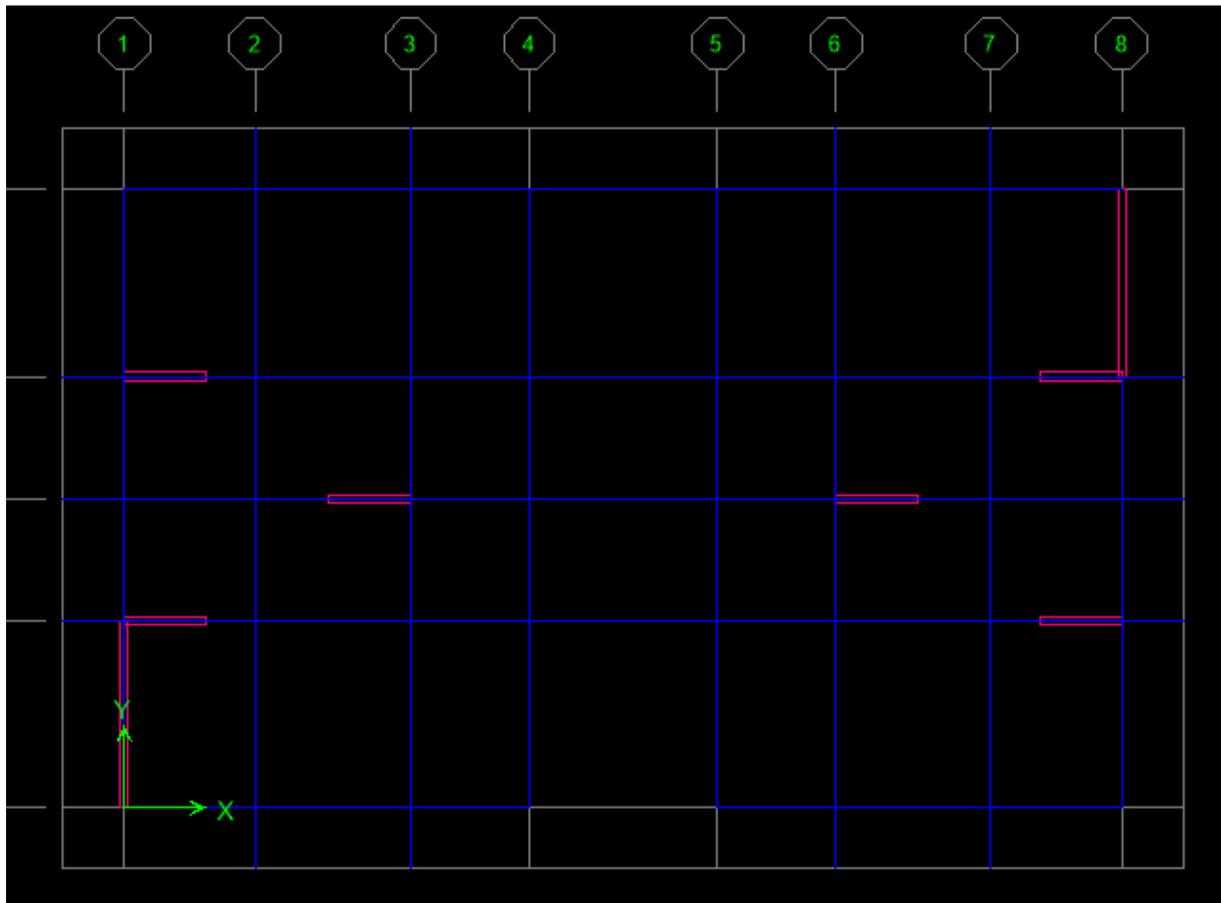


Fig IV.2.Disposition en plans des voiles

IV.5.Vérification des exigences du RPA :

IV.5.1. Introduction :

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mène suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5.2. Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2) :

1. Principe :

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.

2. Conditions d'application (RPA99/Art 4.1.2) :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ;

avec en plus : $H \leq 65$ m pour les zones I ; IIa ; IIb.

$H \leq 30$ m pour la zone III.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART 4.1.2).

Remarque :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

IV.5.3. Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3) 1.

1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

2. Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel ETABS qui est présenté en annexe n°03, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 7 niveaux.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, acrotère...).

- Les éléments en portique (poteaux-poutres) sont modélisés par des éléments finis de type « frame».
- Les voiles et dalles pleines sont modélisés par des éléments de type «Shell».
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides.

3. Spectre de réponse de calcul :

Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003 :

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99



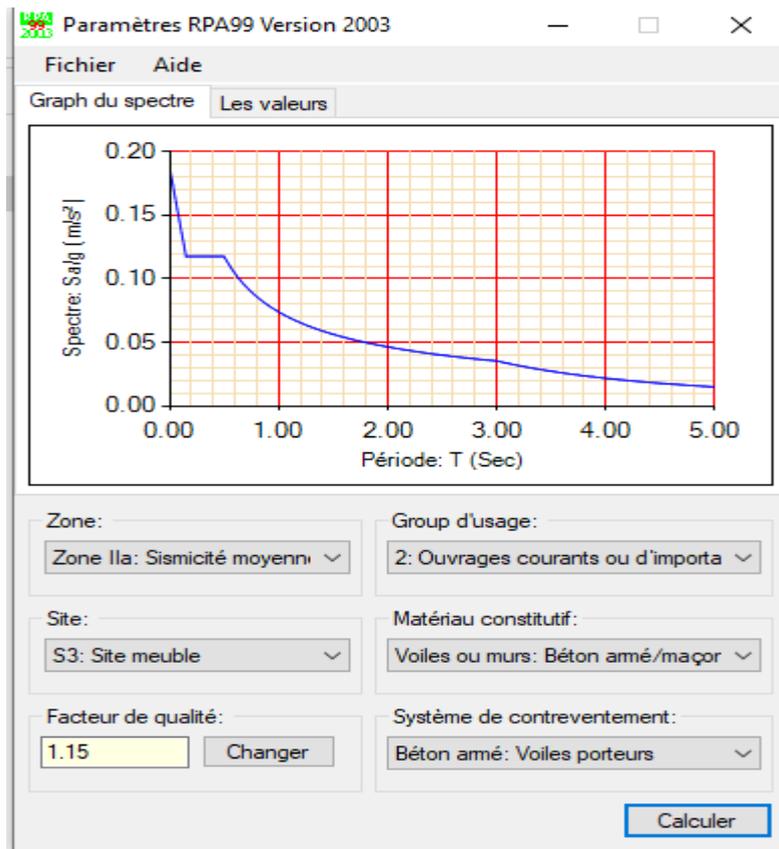
On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

On introduit les données dans leurs cases respectives

- Zone IIa: zone de moyenne sismicité (T.0)
- Groupe d'usage 2: importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m
- Classification des sites d'implantation S3: site meuble
- Classification des systèmes de contreventement

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calculs par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est fait en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le coefficient de comportement correspond, est fixé en fonction de la natures des matériaux constitutifs et du type de construction des possibilités de redistribution d'effort dans la structure.



L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA art 4.13) :

Le **RPA99/2003** impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1: } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2: } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3: } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \text{Cas4: } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

- **g** : accélération de la pesanteur.

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de **RPA 99/version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

A = 0.15 (Zone IIa, groupe d'usage 2).

- η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

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

ξ : Pourcentage d'amortissements critique (Tableau 4.2/RPA99).

$$\xi=10 \implies \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.76 \geq 0,7).$$

- **R** : coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du **RPA 99/version 2003**

Dans notre cas on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, donc d'après le tableau **R=3.5**

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (Tableau 4.7/RPA99).

Site meuble (site S3) \Rightarrow T1 = 0.15s, T2 = 0.50s.

- **Q** : est le facteur de qualité

Sa valeur est déterminée par la formule : **Q = 1 + Σ P_q**

Avec **P_q** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "**q**" est satisfait ou non.

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de pénalités ainsi que le facteur de qualité :

Critère	P _q	
	Observé	Non observé
Condition minimale sur les files de contreventement	0	/
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan	/	0.05
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	/
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0,10
Q (totale)	1,15	

Tableau V.1. Facteur de qualité « Q ».

$$Q_x=Q_y=1.15$$

4. Période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (Tf) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le RPA99 V2003 :

➤ Classification de l'ouvrage :

Selon le rapport géotechnique de notre ouvrage et d'après la classification du sol du RPA, notre sol est un sol meuble (catégorie S3).

➤ Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

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

Avec : $T = C_T h_N^{3/4}$

C_T : Coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A V2003). (C_T = 0.05)

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. (h_N = 22.44m).

$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$ Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé.

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

ξ (%)	T ₁ (sec)	T ₂ (sec)	C _T	h _N (m)	L (m)		T = $\frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$ (sec)		T = C _T h _N ^{3/4} (sec)	1.3×T	D	
					L _x	L _y	T _x	T _y			D _x	D _y
7	0,15	0,5	0,05	22.44	27.45	15.50	0,38	0.51	0,51	0.67	1.9	1.9

Tableau V.2. Facteur d'amplification dynamique moyen.

IV.5.4. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,649315	64,7713	8,7459	64,7713	8,7459	0,0091	0,0091
2	0,499674	9,0769	62,6871	73,8482	71,433	0,0581	0,0672
3	0,42392	0,0296	0,0369	73,8778	71,4699	70,8905	70,9577
4	0,17576	15,078	1,1958	88,9558	72,6656	0,002	70,9597
5	0,11867	1,1592	19,2966	90,115	91,9622	0,0078	70,9675
6	0,097069	0,0024	0,006	90,1174	91,9682	20,7461	91,7136
7	0,077147	5,3594	0,3646	95,4768	92,3327	0,0001	91,7138
8	0,054579	0,2587	5,1742	95,7355	97,5069	0,0017	91,7155
9	0,04404	0,0247	0,0062	95,7601	97,5132	5,5594	97,2748
10	0,043577	2,397	0,1353	98,1572	97,6485	0,0737	97,3485
11	0,034995	0,0981	1,5923	98,2553	99,2408	0,0005	97,3491
12	0,028767	1,0617	0,0802	99,317	99,321	0,0068	97,3559

Tableau.V.3 : Tableau des modes et de la masse participante

Ce modèle présente une période fondamentale T= 0,649315s

- Le 1er et le 2eme sont des modes de translation.
- Le 3eme mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 5 modes que la masse éteigne les 90% selon RPA99vs 2003.

Poids total de la structure « W » :

Story	Poids
STORY7	3582.5
STORY6	7055.5
STORY5	10627.94
STORY4	14200.39
STORY3	17887.58
STORY2	20574.78
STORY1	22533.29

Tableau .V.4.poids de la structure .

$$\text{Donc : } V_x = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.15}{3.5} \times 22533.29 = 2110.08 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.15}{3.5} \times 22533.29 = 2110.08 \text{ KN}$$

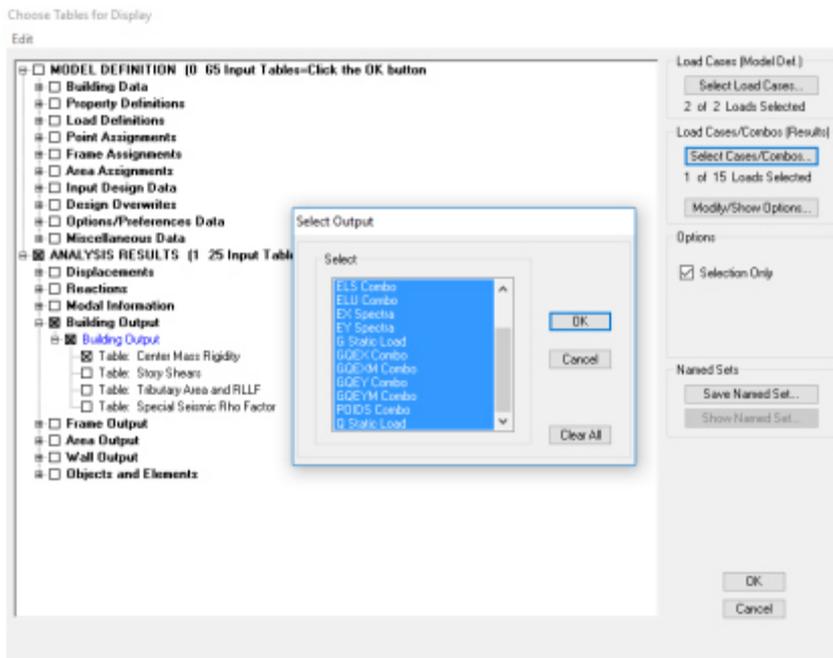
Comparaison entre les efforts de la méthode statique équivalente et de la méthode dynamique

Sens	V _{Etabs}	V _{MSE}	0.8 × V _{MSE}	Observation
Longitudinal	1735.18	2110.08	1688.06	CV
Transversal	2050.89	2110.08	1688.06	CV

IV.5.5.Vérification L'excentricité :

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display→show tables →ANALYSIS RESULTS → building output



Select cases/combos...→ OK→OK

Les résultats s'afficheront comme suit

STORY	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
STORY7	D1	328,9524	328,9524	12,157	7,827	328,9524	328,9524	12,157	7,827	12,21	7,669
STORY6	D1	348,3651	348,3651	12,16	7,829	677,3175	677,3175	12,159	7,828	12,21	7,667
STORY5	D1	352,472	352,472	12,161	7,826	1029,7896	1029,7896	12,159	7,828	12,209	7,663
STORY4	D1	357,5426	357,5426	12,161	7,823	1387,3321	1387,3321	12,16	7,826	12,208	7,656
STORY3	D1	362,4296	362,4296	12,162	7,82	1749,7617	1749,7617	12,16	7,825	12,206	7,645
STORY2	D1	368,2802	368,2802	12,163	7,817	2118,0419	2118,0419	12,161	7,824	12,204	7,63
STORY1	D1	382,1137	382,1137	12,164	7,809	2500,1556	2500,1556	12,161	7,821	12,201	7,611

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\%L$

STORY	Diaphragm	XCM	XCR	YCM	YCR	e_x	e_y
STORY7	D1	12,157	12,21	7,827	7,669	-0,053	0,158
STORY6	D1	12,16	12,21	7,829	7,667	-0,05	0,162
STORY5	D1	12,161	12,209	7,826	7,663	-0,048	0,163
STORY4	D1	12,161	12,208	7,823	7,656	-0,047	0,167
STORY3	D1	12,162	12,206	7,82	7,645	-0,044	0,175
STORY2	D1	12,163	12,204	7,817	7,63	-0,041	0,187
STORY1	D1	12,164	12,201	7,809	7,611	-0,037	0,198

Tableau.V.5.: vérification de l'excentricité.

Avec: $e_x = |XCM - XCR|$

$e_y = |YCM - YCR|$

Sens longitudinal

$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0.05 \times 27.45 = 1,372 > 0,001 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Sens transversal

$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0.05 \times 15.50 = 0,775 > 0,001 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

IV.5.6. Vérification des déplacements relatifs :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit

= $R\delta_{ek}$ avec : δ_{ek} : déplacement dû 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 :

$$\text{par : } \Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_K \leq \overline{\Delta_K} = 1\%h_0 \quad \text{avec : } h_0 : \text{ hauteur d'étage.}$$

Niveaux	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$	R	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$	$\overline{\Delta_K} = 1\%h_0$	$\Delta_K(x)$	$\Delta_K(y)$	Vérification
story 1	0,1045	0,0825	3,5	0,36575	0,28875	4,08	4,08	4,08	CV
story 2	0,2666	0,203	3,5	0,9331	0,7105	3,06	0,56735	0,42175	CV
story 3	0,4601	0,3562	3,5	1,61035	1,2467	3,06	0,67725	0,5362	CV
story 4	0,6689	0,5327	3,5	2,34115	1,86445	3,06	0,7308	0,61775	CV
story 5	0,8776	0,7211	3,5	3,0716	2,52385	3,06	0,73045	0,6594	CV
story 6	1,0788	0,9149	3,5	3,7758	3,20215	3,06	0,7042	0,6783	CV
story 7	1,2667	1,1053	3,5	4,43345	3,86855	3,06	0,65765	0,6664	CV

Tableau .V.6.Vérification des déplacements latéraux inter-étage

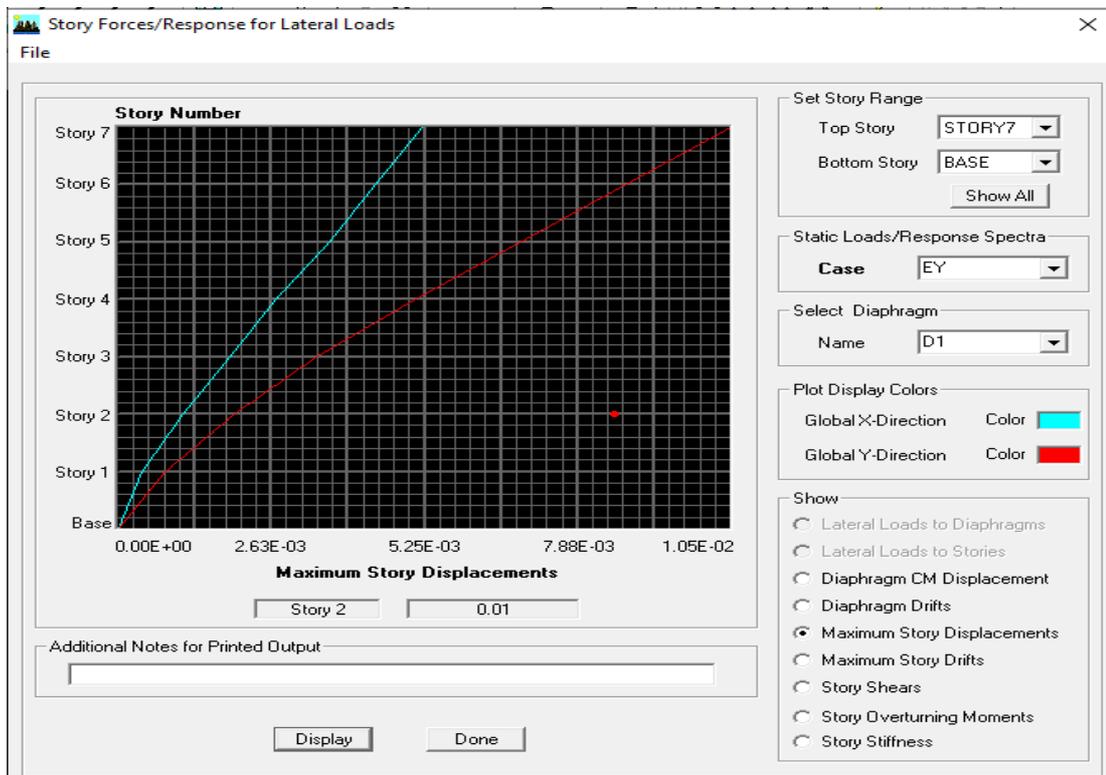
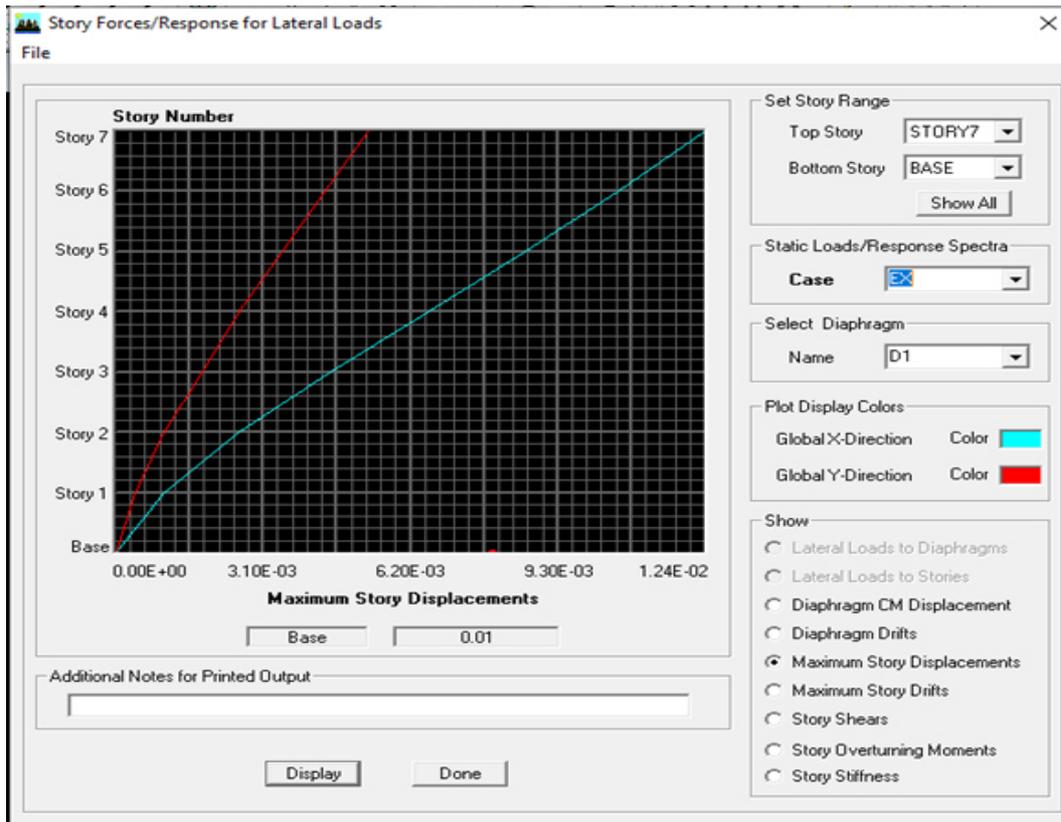
IV.5.7.Vérification des déplacements maximal:

On doit vérifier que le déplacement maximal dans les deux sens (transversal et longitudinal) que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500} \quad \implies \quad \delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{22.4}{500} = 0.0448 \quad \text{Condition vérifiée}$$

f:La flèche admissible.

h:hauteur totale du bâtiment.



IV.5.8. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal sismique.

B : Section transversale du poteau considéré.

Résultats de calcul :

Pour les poteaux de (40x40) :

$$N_d = 1014.22 \text{KN}$$

$$\nu = \frac{1014.22}{0.4 \times 0.4 \times 25 \times 10^3} = 0.25 \leq 0,3 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

Conclusion :

La modélisation de la structure avec ETABS présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

IV.5.9. Vérification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) :

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

Avec : P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K)

V_K : l'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.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Dans le sens X-X						Dans le sens Y-Y			
	h_K	P_K	Δ_K	V_K	Θ_K	Observation	Δ_K	V_K	Θ_K	Observation
1	408,0	24448,01	4,08	1545,38	0,158	<i>vérifiée</i>	4,08	645,28	0,379	<i>vérifiée</i>
2	306,0	20760,82	0,57	1473,39	0,026	<i>Vérifiée</i>	0,42	623,08	0,046	<i>vérifiée</i>
3	306,0	17073,62	0,68	1361,01	0,028	<i>Vérifiée</i>	0,54	580,91	0,052	<i>vérifiée</i>
4	306,0	13501,18	0,73	1203,65	0,027	<i>Vérifiée</i>	0,62	518,51	0,053	<i>vérifiée</i>
5	306,0	9928,73	0,74	998,37	0,024	<i>vérifiée</i>	0,66	433,17	0,049	<i>vérifiée</i>
6	306,0	6455,74	0,70	743,9	0,020	<i>vérifiée</i>	0,68	323,22	0,044	<i>vérifiée</i>
7	306,0	2982,74	0,65	430,41	0,015	<i>vérifiée</i>	0,67	183,29	0,036	<i>vérifiée</i>

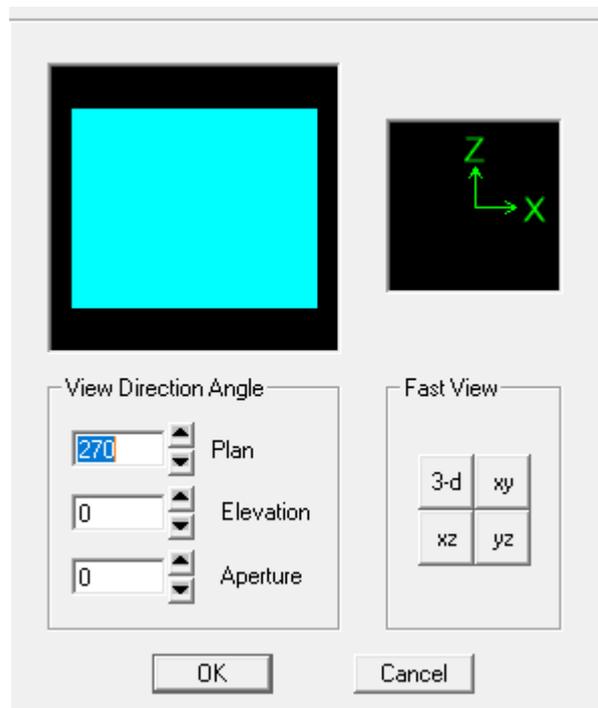
Tableau .V.7. Vérification de l'effet (P- Δ)

IV.5.10. Étude du contreventement et calcul du coefficient de comportement R

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Sens X-X

View → **set 3D view** → une fenêtre apparaît on sélectionne xz on met 0 pour Aperture



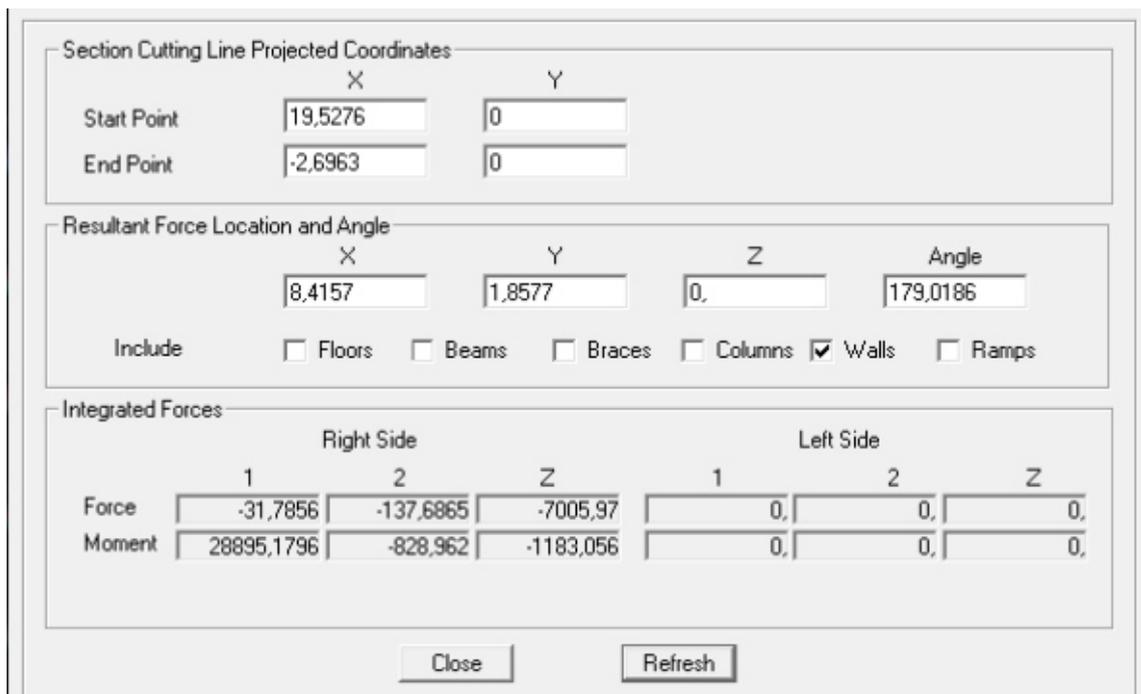
Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison Ex.

Deformed Shape



Ensuite draw →draw section cut

→on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient la fenêtre suivante :



Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **Floors Beams Braces Colums Ramps** et on clique sur Refresh on aura une nouvelle valeur dans Force case 1 :

On a 762,5446 → 100%

617,9872 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

- Effort repris par les voiles=81,04%
- Effort repris par les portiques=18,96%

Sens Y-Y

Sur ETABS on obtient les résultats suivants :

Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z
Force	54,2596	1047,2231	438,5267	0,	0,	0,
Moment	7506,1401	2960,8566	3011,7035	0,	0,	0,

Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clique sur Refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1:

On a 789,7406 → 100%

738,0912 → X

$$X = \frac{738,0912 \times 100}{789,7406} = 93,45\%$$

Donc :

- Effort repris par les voiles=93,45%
- Effort repris par les portiques=6,55%

Effort vertical

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	19,5276	0
End Point	-2,6963	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,4157	1,8577	0,	179,0186

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-31,7856	-137,6865	-7005,97	0,	0,	0,
Moment	28895,1796	-828,962	-1183,056	0,	0,	0,

On a

$$17045,954 \longrightarrow 100\%$$

$$7005,97 \longrightarrow X$$

$$X = \frac{7005,97 \times 100}{17045,97} = 41,1\%$$

- Effort repris par les voiles=41,1%
- Effort repris par les portiques=58,9%

On déduit que notre structure est une structure portiques-voiles contreventée par voiles Donc **R=3.5**

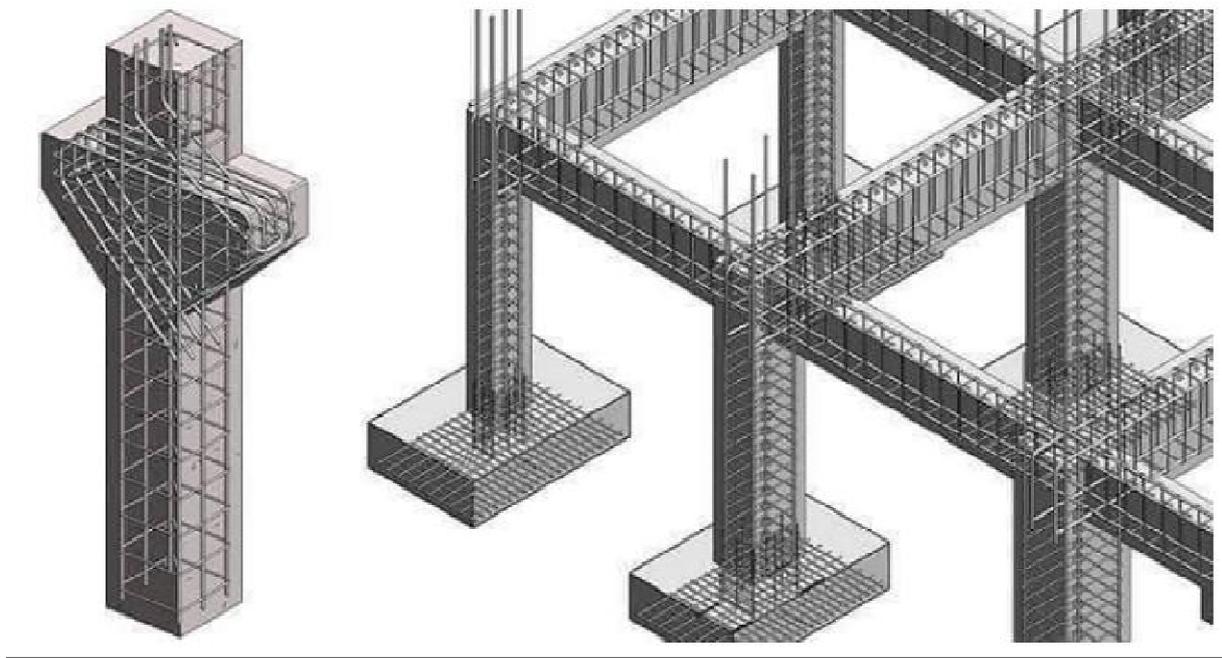
Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que le plus grand nombre des efforts verticaux sont repris par les voiles (plus de 20%)

- | | | |
|--|---|-----------------|
| ✓ Effort repris par les voiles= 81,04% | } | sens X-X |
| ✓ Effort repris par les portiques= 18,96% | | |
| ✓ Effort repris par les voiles= 93,45% | } | sens Y-Y |
| ✓ Effort repris par les portiques= 6,55% | | |
| ✓ Effort repris par les voiles= 41,1% | } | Effort vertical |
| ✓ Effort repris par les portiques= 58,9% | | |

D'après l'article 3.4 du RPA 2003 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système du contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R=3,5** ce qui nous amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux



V. Efforts et ferrailage des éléments

V.1. Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque éléments sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont ; les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

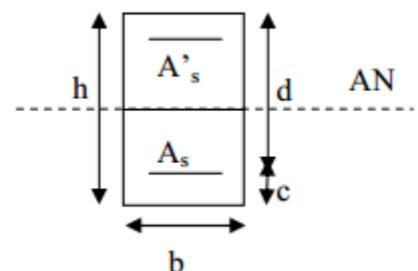
- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- $G + Q$: à L'ELS.
- $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

❖ Calcul de ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

Soit :

- A_s : La section d'armatures tendues
- A_s' : La section d'armatures comprimées



Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

❖ Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

M_u : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

$\gamma_b = 1.5$ (situation durable)

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

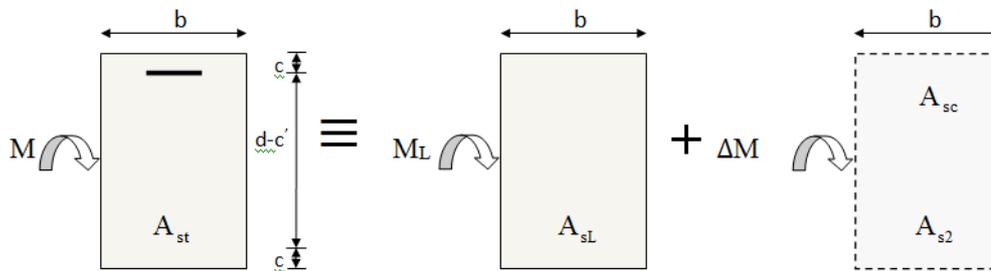
➤ **1er cas** : si $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

V.2.1. Les recommandations du RPA :

a) Les armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25\text{cm}^2$

- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25\text{cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% : En zone courante.

6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42\text{ cm}^2$..
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42\text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63\text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63\text{ cm}^2$.

La longueur du recouvrement est de 40ϕ (Zone IIa).

L’ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l’angle doit être effectué avec des crochets à 90° . .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

	Section maximal ($A_{\max} = \text{cm}^2$)		section minimal ($A_{\min} = \text{cm}^2$)
	Zone courante	Zone de recouvrement	
Poutre principal (30x35)	42	63	5.25
Poutre secondaire (30x35)	42	63	5.25

Tableau V-1 : Section d’armature longitudinale

✓ **Condition de non fragilité (BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 315 \times \frac{2,1}{400} = 1,14\text{cm}^2.$$

✓ **Recommandation de BAEL91 :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{ml}; \frac{2B}{1000}) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

Avec : B : section du béton = b×h.

$$A_{\min} = \max\left(4 \text{ cm}^2/\text{ml}; \frac{2 \times 30 \times 35}{1000}\right) = \max(4; 2.1) = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5 \times 30 \times 35}{100} = 52.5 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2 Ferrailage :

1) Poutre principales :

Exemple de calcul :

En travée : $M_u = 48.12 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{48.12 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 14.2} = 0,113 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad (SSA)$$

$$\beta = 0,942 \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\text{Situation courante})$$

$$A_{st} = \frac{48.12 \times 10^6}{0,958 \times 315 \times 348} = 4.58 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $M_u = 84.23 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{84.23 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 18,48} = 0,153 < \mu_1 = 0.392 \implies (SSA)$$

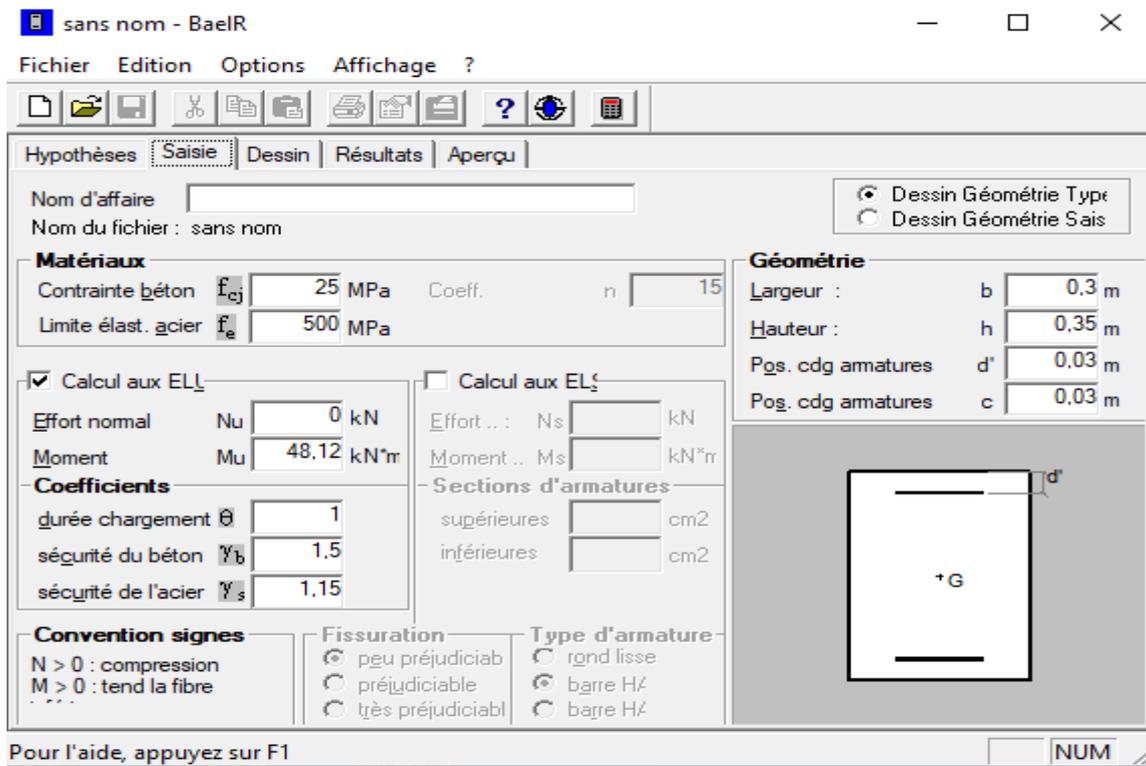
$$\beta = 0,942 \qquad \sigma_s = 400 MPa \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$A_{st} = \frac{84.23 \times 10^6}{0,942 \times 315 \times 400} = 7.09 \text{ cm}^2$$

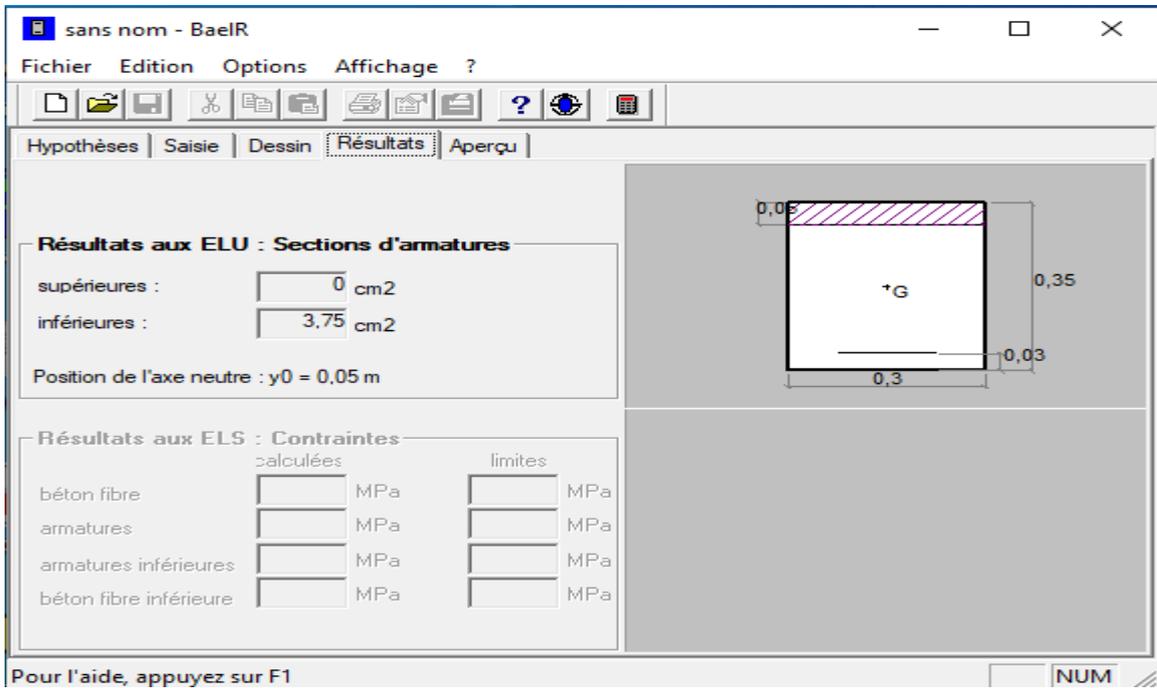
Vérification du résultat avec logiciel SOCOTEC :

Travée :

Introduction des données :



Résultat :

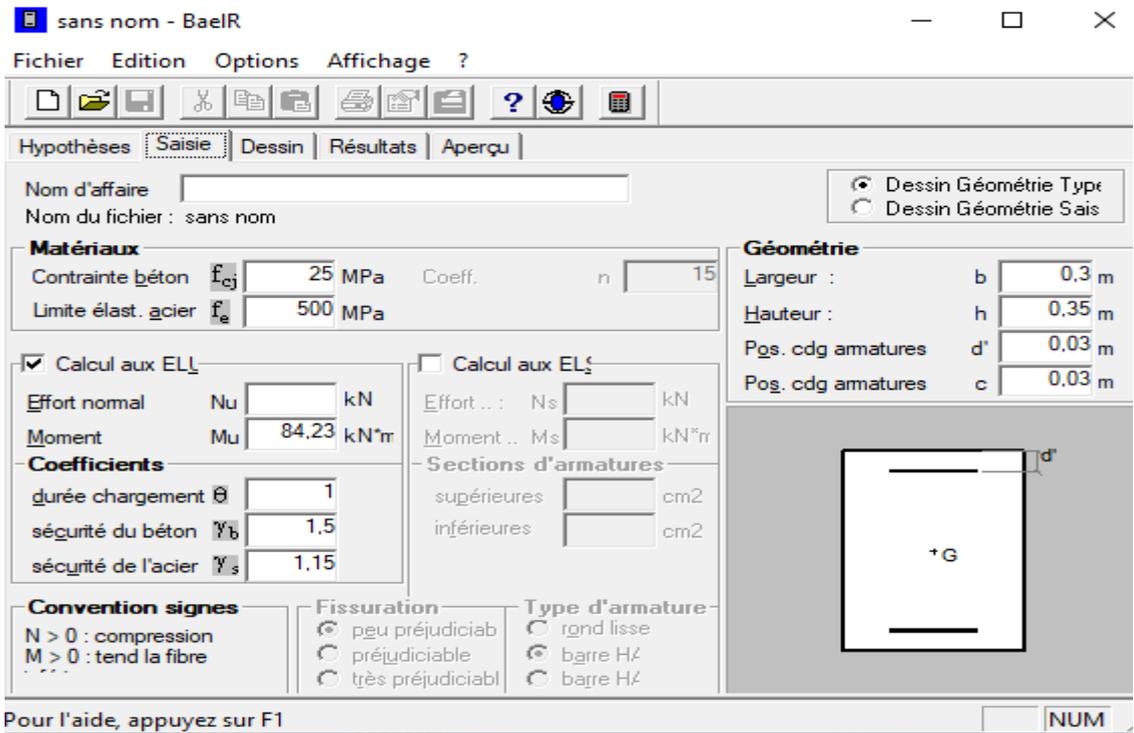


Aux appuis :

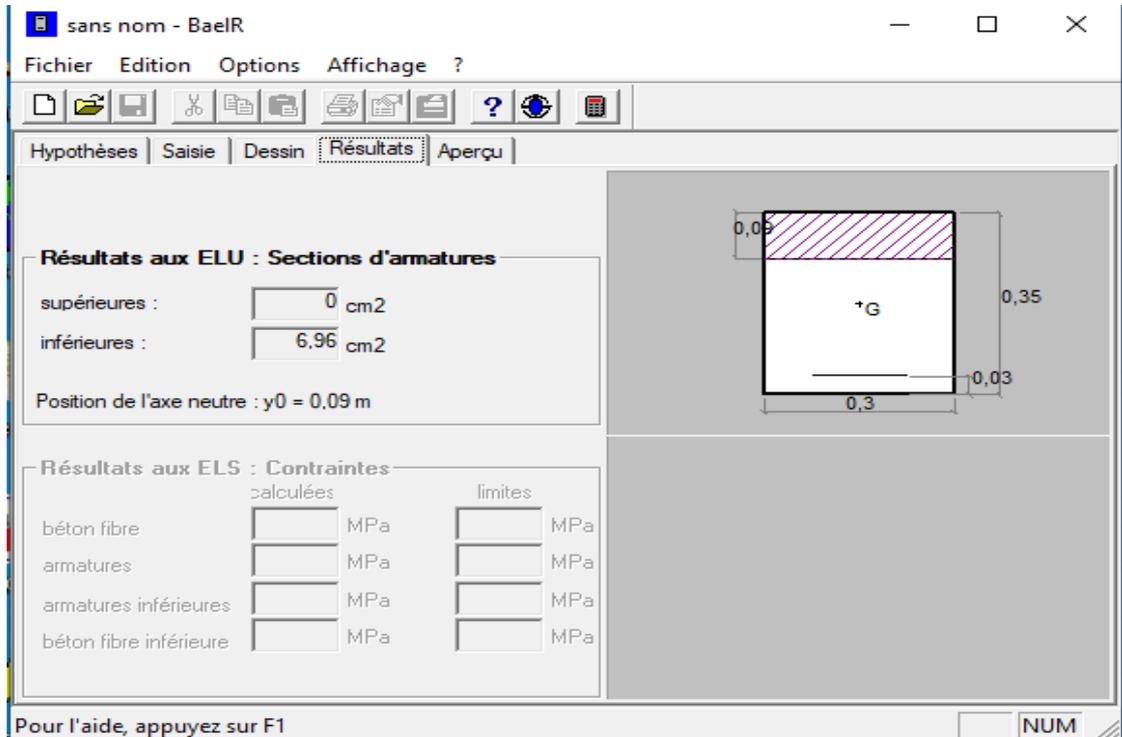
Introduction

des

données :



Résultat :



Niveau	Combinaison	MN(KN m)	As (cm ²)	Amin	Ferrailage choisi (inferieur)	As total (cm ²)
Travée	ELU	43.063	3.48	5.25	2x 3T14	9.24
Appui	G+Q + - E	84.03	6.96		3T14 + 3T12	8.01
	0,8G + - E					

Tableau V.2 : Resultats de calcul de ferrailage de la poutre principale

La section totale en appuis est :

$$A_{s\text{ totale}} = 2 \times 3T14 + 3T12 = 12.63 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6.96 \text{ cm}^2 \implies \text{CV.}$$

La section totale en travée est :

$$A_{s\text{ totale}} = 2 \times 3T14 = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 5.25 \text{ cm}^2 \implies \text{CV.}$$

b) Poutre secondaire : Le ferraillage des poutres secondaires est résumé dans le tableau suivant :

Niveau	Combinaison	MN (KN m)	As (cm ²)	Amin	Ferraillage choisi (inferieur)	As total (cm ²)
Travée	ELU	35.467	3.33	5.25	2x3T12	6.78
Appui	G + Q + - E	49.97	4.1		3T12+2T12	5.65
	0,8G + - E					

Tableau V.3 : Resultats de calcul de ferraillage de la poutre secondaire

La section totale en appuis est :

$$A_{s\text{ totale}} = 2 \times 3T12 + 2T12 = 9.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2 \implies \text{CV.}$$

La section totale en travée est :

$$A_{s\text{ totale}} = 2 \times 3T12 = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2 \implies \text{CV.}$$

VII.2.3. Vérification à L'ELU :

La condition de non fragilité :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 320 \times \frac{2,1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$
- Poutres secondaires: $A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 320 \times \frac{2,1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

Les armatures transversales :

On a fixé pour les armatures transversales une section de :

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

Note : le nombre de brins découle du nombre de barres longitudinales, pour notre cas on a 3 barres donc 4 brins.

Espacement d'armature :

- **Poutre principale :**

Zone nodale (appui)

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_t, 30 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4}, 12 \times 1.4, 30 \right\} = \min \{8.75, 16.8, 30\}$$

Soit $S_t = 10$ cm.

Zone courante:

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

Soit $S_t = 15$ cm.

- **Poutre secondaire :**

Zone nodale (appui) :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_t, 30 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4}, 12 \times 1.2, 30 \right\} = \min \{8.75, 14.4, 30\}$$

Soit : $S_t = 8$ cm.

- ✓ **Zone courante:**

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

Soit $S_t = 15$ cm.

Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

Poutre principale : $L' = 2 \times 35 = 70$ cm.

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70$ cm.

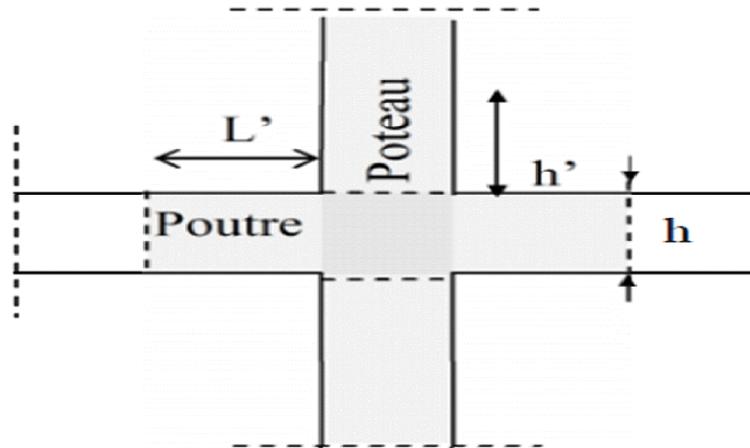


Fig V.1 : délimitation de la zone nodale.

Vérification de la section minimale d'armature transversale du RPA :

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{tmin} = 3 \text{‰} S_t \times b.$$

- **Poutre principale :**

Zone nodale :

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Zone courante :

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

- **Poutre secondaire :**

Zone nodale :

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Zone courante :

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u, \text{ Avec :}$$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

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

• **Poutres principales**

$$\tau_u = \frac{95,53 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,99 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{CV.}$$

• **Poutres secondaires**

$$\tau_u = \frac{40,35 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,42 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{CV.}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_U \leq \bar{T}_U = 0,4 \times \left(\frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

• **Poutre principale :**

$$T_{\max} = 95,53 \text{ KN} < 0,4 \times 0,9 \times 0,320 \times 0,30 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 576 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Poutre secondaire :**

$$T_{\max} = 37,8 \text{ KN} < 0,4 \times 0,9 \times 0,320 \times 0,30 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 576 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifié 99) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

Avec :

U_i : le périmètre des barres

• **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 244,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{166,6 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 244.92} = 2.36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\sum U_i = 3\pi\phi = 3 \times 3.14 \times (1.2 + 1.2) = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{37,8 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 226,08} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

Calcul de la longueur d'encrage : (art A.6.1.23/BAEL 91, modifié 99)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPA.}$$

Pour les AH14 ; $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les AH12 ; $l_s = 42.32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $(0.4 l_s)$ pour les barres à haute adhérence.

Pour les HA14 : $L_a = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$.

Pour les HA12 : $L_a = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$.

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est de (40ϕ) en Zone II a)

Pour les HA14 : $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

VII-2-4 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Etant donné qu'on est dans le cas d'une fissuration peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \lambda d x A_{st}}$$

$\beta_1 ; k_1$ sont données par le tableau en fonction de ρ_1

		Ms(KN.m)	Ast(cm ²)	ρ_1	K1	β_1	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [MPa]	σ_{bc}	OBS
poutres principales	Travées	34.172	4.62	0,416	35.604	0.9012	221.84	6.23	15	CV
	Appuis	54.007	8,01	0,721	25.608	0.876	208.02	8.12	15	CV
Poutres secondaires	Travées	30.184	6.78	0,481	32.703	0.895	228.11	6.97	15	CV
	Appuis	39.633	69.04	0.716	25.716	0.877	205.26	9.98	15	CV

c) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

d) Calcul de la flèche :

- Poutres principales :**

La valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée $l = 3.20 \text{ m}$

$$f = 0.1025 \text{ mm} < \frac{3200}{500} = 6.4 \text{ mm} \quad \implies \text{condition vérifiée.}$$

- Poutres secondaires :**

La valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée $l = 3 \text{ m}$

$$f = 0.2462 \text{ mm} < \frac{3000}{500} = 6 \text{ mm} \quad \implies \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La flèche développée au niveau des poutres est suffisamment petite par rapport à la flèche admissible. Donc, la condition de l'état limite de déformation est vérifiée .

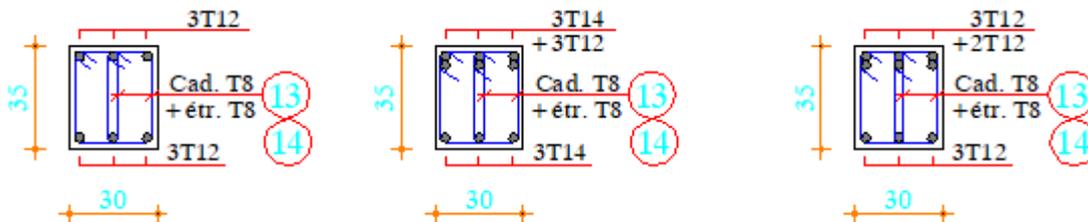


Fig.V.2.schéma de ferraillage des poutres

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à L'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS
- $G+Q+E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	$F_c(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau V.4 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas:

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

V.3.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003 :

Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont:

- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II)

Poteaux (40×40) : $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times b \times h$ (en zone II)

Poteaux (40×40) : $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone II)

Poteaux (40×40) : $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40\Phi_L^{\min}$ en **zone II**
- La distance entre les barres longitudinales, dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

Recommandation de BAEL91 :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{ml}; \frac{2B}{1000}) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

Avec : B : section du béton = b×h.

Ferrailage minimale d’après CBA93 :

Condition de non fragilité : $A_{\text{CNF}} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$

Les ferrillages minimaux et maximaux pour chaque zone sont présentés dans le tableau qui suit :

Zone	Section n (cm ²)	BAEL91		CBA 93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
1	40×40	4	80	1.73	12.8	64	96
99	35×35	4	61.25	1.33	9.8	49	73.5
3	30×30	4	18	0.97	7.2	36	54

Tableau V.5. Armatures minimales et maximales pour chaque zone.

V.3..2.Calcul des armatures longitudinales à l’ELU :

➤ Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l’effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu’il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

Etapes de calcul en flexion composée à l’ELU :

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

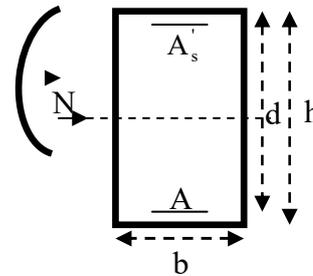
Une Section partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u (d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}] b h^2 f_{bc}$$

Avec : N_u : effort de compression.

$$M_f : \text{moment fictif} \quad M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ → la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ → la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

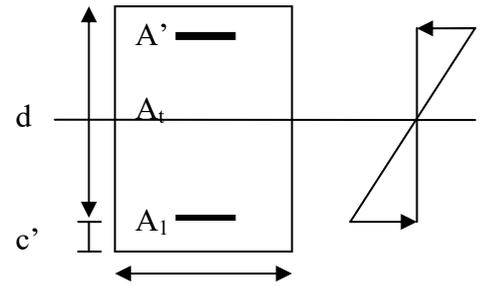
M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \sigma_{st}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature :

$$A_s' = A' ; \quad A_s = A_1 \frac{N_u}{\sigma_s}$$



b) Section entièrement comprimée (SEC) :

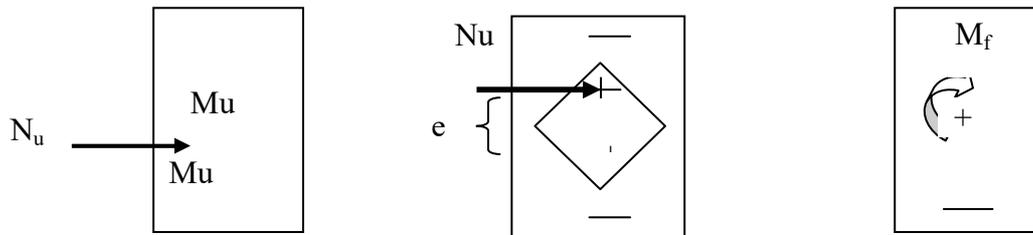
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :



• **1er cas :**

$$\text{Si } N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

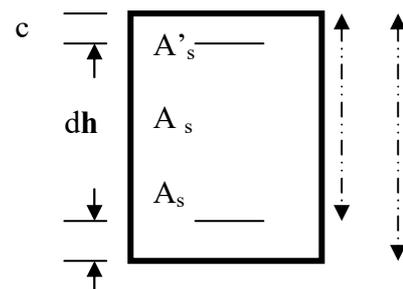


la section est doublement armée

$$A_s > 0 \text{ et } A_s' > 0$$

La section d'armature :

$$A_s' = \frac{M_f (d - 0.5h) b h f_{bc} c'}{(d - c') \sigma_s}$$



$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

2^{ème} cas :

Si $N_u(d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ \longrightarrow la section est Simplement armée

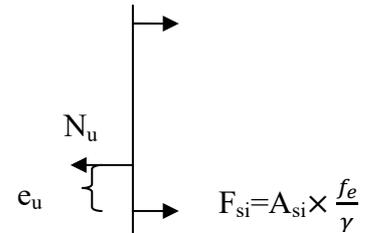
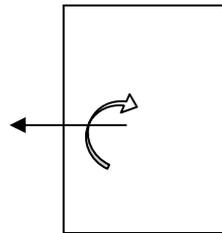
$A_s > 0$ et $A'_s = 0$

$$A_s = \frac{N - \Psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \text{ avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} F_{ss} = A_{ss} \times \frac{f_e}{\gamma} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$



Avec :

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

- **Calcul à l'ELU :**

Poteaux RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage :

$b = 40 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$
 $d = 37 \text{ cm}$ $c = c' = 3 \text{ cm}$

Poteaux du 3^{ème} et 4^{ème} étage :

$b = 35 \text{ cm}$ $h = 35 \text{ cm}$
 $d = 32 \text{ cm}$ $c = c' = 3 \text{ cm}$

Poteaux du 5^{ème}, 6^{ème} :

$b = 30 \text{ cm}$ $h = 30 \text{ cm}$
 $d = 27 \text{ cm}$ $c = c' = 3 \text{ cm}$

Exemple de calcul à l'ELU :

Pour le poteau (40×40) :

$N_u = 1471.29 \text{ kN}$; $M_u = 6.65 \text{ kN.m}$

✓ Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.65 \times 10^2}{1471.02} = 0.45 \text{ cm}$$

$$e = 0.45 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{40}{2} - 3\right) = 17 \text{ cm}$$

✓ Calcul de : $(d - c')N_u - M_f$ et $(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$

$$d = h - c = 0.40 - 0.03 = 0.37 \text{ m}$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = 6.65 + 1471.02 \left(\frac{0.40}{2} - 0.03\right) = 256.72 \text{ kN.m}$$

Et :

$$(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.40}\right) (0.40)^3 \times 14.2 \times 10^3 = 251.056 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_f = (0.37 - 0.03) \times 1471.02 - 256.72 = 243.42$$

$$\implies 243.42 \text{ kN.m} < 251.056 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')N_u - M_f < (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} \end{array} \right. \implies \text{SPC}$$

✓ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{256.72 \times 10^6}{400 \times 370^2 \times 14.2} = 0.330 < 0.392$$

$$\mu \leq \mu_1 = 0.330 < 0.392 \implies \text{la section est simplement armée. (A}'=0)$$

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

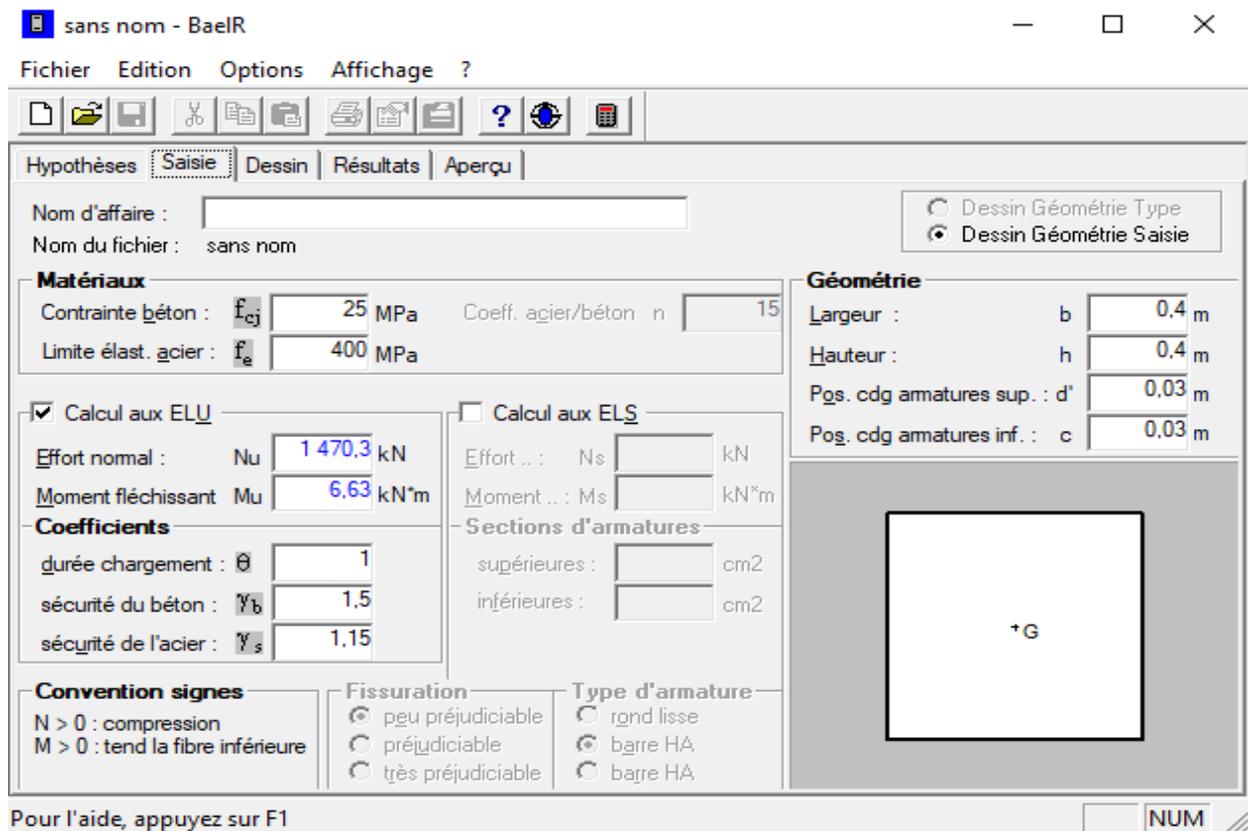
$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{256.72}{0.792 \times 0.37 \times 348 \times 10^3} = 0.0025 m^2 ; A_s = 0$$

$$\begin{cases} A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.0025 - \frac{1471.02}{348 \times 10^3} = -0.0017 m^2 = 0 \\ A_s = 0 \end{cases}$$

Donc on va ferrailer avec la section d'armature minimale exigée par le RPA

Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts :



La section donnée par SOCOTEC :

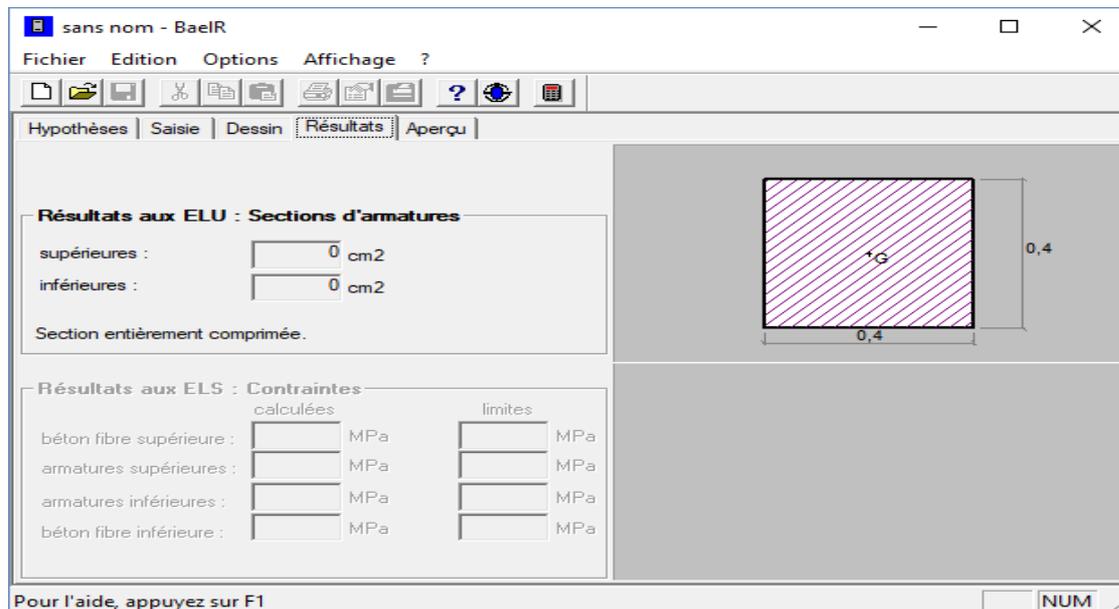


Fig : calcul section d'acier avec logiciel SOCOTEC

Remarque :

le résultat trouvé manuellement est le même trouvé avec le logiciel SOCOTEC.

V.3.3.Ferraillage des poteaux à l'ELU :

Le ferraillage des poteaux se fait par zone tel que:

Zone I : Du RDC ;1^{er} et 2^{ème} étage;

Zone II : Du 3^{ème} et 4^{ème} étage ;

Zone III : Du 5^{ème} et 6^{ème} étage.

Nous allons ferrailler par zones à l'aide de logiciel SOCOTEC et les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

1.Sens longitudinal(x-x) (Moment M_3) :

Niv.	Section (cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	Situation	(h/2-c) (cm)	e _u (cm)	Obs.	A's (cm ²)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix armatures	A adoptée (cm ²)
Zone I	40 x 40	N _{max} =1471.02	M _{corr} =6.65	Courante	17	0.45	SEC	0	0	12.8	4T16+4T14	14.2
		N _{min} =118.75	M _{corr} =4.347	Accidentelle	17	3.66	SEC	0	0	12.8	4T16+4T14	
		N _{corr} =478.37	M _{max} =45.357	Accidentelle	17	9.48	SEC	0	0	12.8	4T16+4T14	
Zone II	35x 35	N _{max} =925.02	M _{corr} =16.324	Courante	14.5	1.76	SEC	0	0	9.8	4T14+4T12	10.68
		N _{min} =69.74	M _{corr} =7.818	Accidentelle	14.5	11.21	SEC	0	0	9.8	4T14+4T12	
		N _{corr} =304.13	M _{max} =44.655	Accidentelle	14.5	14.68	SPC	0	0	9.8	4T14+4T12	
Zone III	30 x 30	N _{max} =455.23	M _{corr} =14.969	Courante	12	3.28	SEC	0	0	7.2	8T12	9.06
		N _{min} =18.12	M _{corr} =6.626	Accidentelle	12	36.56	SPC	0	0.37	7.2	8T12	
		N _{corr} =80.86	M _{max} =37.297	Accidentelle	12	46.12	SPC	0	2.58	7.2	8T12	

Tableau V.6 : Ferrailage des poteaux suivant le sens x-x

2.Sens Transversal(y-y) (Moment M_2) :

Niv.	Section (cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	Situation	(h/2-c) (cm)	e _u (cm)	Obs.	A's (cm ²)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix armatures	A adoptée (cm ²)
Zone I	40 x 40	N _{max} =1471.02	M _{corr} =0.802	Courante	17	0.05	SEC	0	0	12.8	4T16+4T14	14.2
		N _{min} =118.75	M _{corr} =1.721	Accidentelle	17	1.44	SEC	0	0	12.8	4T16+4T14	
		N _{corr} =663.1	M _{max} =21.899	Accidentelle	17	3.30	SEC	0	0	12.8	4T16+4T14	
Zone II	35x 35	N _{max} =925.02	M _{corr} =3.188	Courante	14.5	0.34	SEC	0	0	9.8	4T14+4T12	10.68
		N _{min} =69.74	M _{corr} =1.325	Accidentelle	14.5	1.89	SEC	0	0	9.8	4T14+4T12	
		N _{corr} =362.06	M _{max} =24.762	Accidentelle	14.5	6.83	SPC	0	0	9.8	4T14+4T12	
Zone III	30 x 30	N _{max} =455.23	M _{corr} =3.746	Courante	12	0.82	SEC	0	0	7.2	8T12	9.06
		N _{min} =18.12	M _{corr} =4.478	Accidentelle	12	24.71	SPC	0	0.13	7.2	8T12	
		N _{corr} =90.6	M _{max} =22.56	Accidentelle	12	24.90	SPC	0	0.76	7.2	8T12	

Tableau V.7 : Ferrailage des poteaux suivant le sens y-y

Récapitulation de ferrailage des poteaux :

Section	A_{min} (cm^2)	Choix d'armatures	$A_{adopté}$ (cm^2)
40 x 40	12.8	4T16+4T14	14.2
35 x 35	9.8	4T14+2T12	10.68
30 x 30	7.2	8T12	9.05

Tableau V.8: Ferrailage des poteaux suivant les deux sens

V.3.4. Vérifications à l'ELU :

a. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

1. Diamètre armatures transversales des: (Art A.8.1,3/BAEL91 modifié 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm \quad \longrightarrow \quad \phi_t = 10mm$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en Ø10 Soit ($A_t = 2,01 cm^2$).

1. Espacement des armatures transversales :

❖ Selon le BAEL 91/modifié 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min \{15\phi_l^{min}; 40cm; (a + 10)cm\}$$

Avec :

a : la petite dimension transversale des poteaux

$\phi_l^{min} = 12mm$ est le diamètre minimal des armatures longitudinal des poteaux.

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40cm; (30 + 10)cm\}$$

$S_t \leq 18 cm$ Soit $S_t = 10 cm$

❖ Selon le RPA 99 version 2003(Art 7.4.2.2)

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\{15; 10\phi_t^{\min}\} = \min\{15; 10 \times 1.2\}$$

$$S_t \leq \min\{15; 12\} = 12 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Avec :

ϕ_t^{\min} : Est de diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

En zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_t^{\min} \text{ cm} \quad S_t \leq 15 \times 1.2$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

2. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau. $l_f = 0.7 l_0$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

❖ **Poteaux (40 x 40) :**

RDC :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.40} = 7.14 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$

Etage 1,2 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.40} = 5.35 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$

❖ **Poteaux (35 x 35) :**

Etage 3, 4 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.35} = 6.12 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$

❖ **Poteaux (30 x 30) :**

Etage 5, 6 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.30} = 7.14 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

poteaux	A_t^{\min}		A adoptée (cm ²)	choix d'armatures	observation	
	zone courant	zone nodale			zone courante	zone nodale
40x40	1.8	1.2	2.3	3T10	CV	CV
35x35	1.57	1.05	1.57	2T10	CV	CV
30x30	1.35	0.9	1.57	2T10	CV	CV

Tableau V.9. : Section d'armatures transversales.

❖ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad \longrightarrow \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

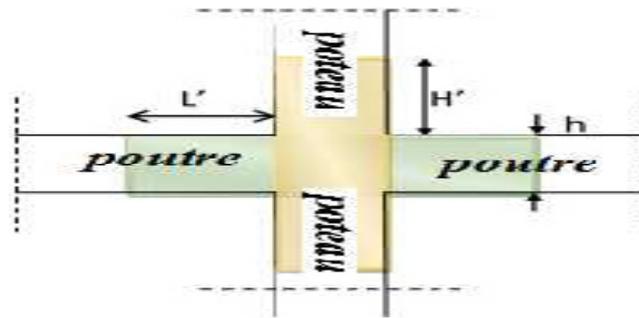


Fig V.3 : délimitation de la zone nodale.

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

❖ **Poteaux (40x 40) :**

RDC : $h = 4.08$ m

$$h' = \max(h_e/6; b_1; h_1; 60) = \max\left(\frac{408-35}{6}; 40; 40; 60\right)$$

$$h' = \max(62.16; 40; 40; 60) = 70 \text{ cm}$$

Etage 1,2: $h = 3.06$ m

$$h' = \max(h_e/6; b_1; h_1; 60) = \max\left(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60\right)$$

$$h' = \max(45.16; 40; 40; 60) = 60 \text{ cm}$$

❖ **Poteaux (35 x 35) :**

Etage 3,4 : $h = 3.06$ m

$$h' = \max(h_e/6; b_1; h_1; 60) = \max\left(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60\right)$$

$$h' = \max(45.16; 35; 35; 60) = 60 \text{ cm}$$

❖ **Poteaux (30x 30) :**

Etage 5, 6 : $h = 3.06$ m

$$h' = \max(h_e/6; b_1; h_1; 60) = \max\left(\frac{306-40}{6}; 30; 30; 60\right)$$

$$h' = \max(45.16; 40; 40; 60) = 60 \text{ cm}$$

1. La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la **zone II** : $L_r = 40\Phi$

Zone I : $L_R = 40 \phi_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$. $L_R = 70 \text{ cm}$

Zone II : $L_R = 40 \phi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$. $L_R = 60 \text{ cm}$

Zone III : $L_R = 40 \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$. $L_R = 50$

2. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Art .A.6.1.221):

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} \rightarrow \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa} .$$

- Pour $\phi = 1,6 \text{ cm}$ $l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm} . \quad \rightarrow l_s = 60 \text{ cm} .$

- Pour $\phi = 1,4 \text{ cm}$ $l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} . \quad \rightarrow l_s = 50 \text{ cm} .$

- Pour $\phi = 1,2 \text{ cm}$ $l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} . \quad \rightarrow l_s = 45 \text{ cm} .$

V.3.5. Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \lambda_g \geq 5 & \longrightarrow \rho_b = 0.075 \quad \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 & \longrightarrow \rho_b = 0.04 \quad \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

Poteau	h (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
40x40	40	40	37	31.99	0.075	0.216	1.875	CV
35x35	35	35	32	30.25	0.075	0.270	1.875	CV
30x30	30	30	27	25.49	0.075	0.314	1.875	CV

Tableau V.10 : Vérification des contraintes tangentielles.

V.3.6. Vérifications à l'ELS :

➤ Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est:

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Section (cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	e _s (cm)	A _{min} (c m ²)	A adoptée (cm ²)	OBS
Zone I	40 x 40	N _{max} =-1068.97	M _{corr} = -4.787	0.45	4.57	14.2	Cv
		N _{min} =-336.03	M _{corr} = -3.701	1.10	4.89		Cv
		N _{corr} =-362.88	M _{max} =-24.398	6.72	2.82		Cv
Zone II	35x 35	N _{max} =-674.10	M _{corr} = -11.910	1.75	4.15	10.68	Cv
		N _{min} = -183.05	M _{corr} = -21.986	12.13	0.53		Cv
		N _{corr} =-190.78	M _{max} =27.461	14.35	0.033		Cv
Zone III	30 x 30	N _{max} = -332.16	M _{corr} =-11.002	3.27	5.11	9.05	Cv
		N _{min} = -26.89	M _{corr} = 6.210	22.41	0.56		Cv
		N _{corr} = -51.11	M _{max} =24.296	47.86	0.81		Cv

Tableau V.11 : vérifications de Condition de non fragilité (sens x-x)

Zone.	Section (cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	OBS
Zone I	40 x 40	N _{max} =-1069.11	M _{corr} =0.591	0.05	4.41	17.09	Cv
		N _{min} =-335.49	M _{corr} = - 0.111	0.033	4.40		
		N _{corr} =-721.16	M _{max} = -10.982	1.52	5.13		
Zone II	35x 35	N _{max} = - 673.47	M _{corr} =2.331	0.34	3.44	13.33	Cv
		N _{min} =-182.85	M _{corr} =-0.507	0.27	3.42		
		N _{corr} =-354.61	M _{max} = -13.63	3.84	6.97		
Zone III	30 x 30	N _{max} =-331.76	M _{corr} =2.734	0.82	2.68	10.06	Cv
		N _{min} =-27.69	M _{corr} = -3.191	11.52	0.11		
		N _{corr} = -88.58	M _{max} =-14.014	15.82	0.31		

Tableau V.12 : vérifications de Condition de non fragilité (sens y-y)

➤ Vérification des contraintes :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée (SEC):**

- On calcul l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section partiellement comprimée (SPC)**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ L_C : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{est à déterminer par l'équation suivante : } y_2^3 + p y_2 + q = 0 \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} L_C = \frac{h}{2} + C_p \\ P = -3L_C^2 - \frac{90A'_S}{b}(L_C - c') + \frac{90A_S}{b}(d - L_C) \\ q = -2L_C^3 - \frac{90A'_S}{b}(L_C - c')^2 + \frac{90A_S}{b}(d - L_C) \end{array} \right.$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \cos\varphi = \frac{3q}{2q\sqrt{|P|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_C < I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 [A_S(d - y_1)^2 + A'_S(y_1 + c')^2]$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 N_S}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{as} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{ai} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

Sens x-x :(sens longitudinal) :

Zone	Section (cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	$\left(\frac{h}{6}\right)$ (cm)	e _u (cm)	Obs.	σ_{bsup} [Map]	σ_{binf} [Map]	σ_{bs} [Map]	OBS	σ_{ss} [Map]	σ_{si} [Map]	σ_{st} [Map]	OBS
Zone I	40 x 40	N _{max} =1068.97	M _{corr} = 4.787	6.67	0.45	SEC	6.14	5.48	15	Cv	91.4	82.8	348	Cv
		N _{min} =336.03	M _{corr} = 3.701	6.67	1.10	SEC	2.09	1.55		Cv	30.7	24		Cv
		N _{corr} = 362.88	M _{max} =24.398	6.67	6.72	SPC	3.69	0.26		Cv	51.6	7.6		Cv
Zone II	35x 35	N _{max} =674.10	M _{corr} =11.910	5.82	1.76	SEC	6.02	3.52	15	Cv	87.4	55.9	348	Cv
		N _{min} =183.05	M _{corr} =21.986	5.82	12.01	SPC	3.96	0		Cv	51.7	-20.7		Cv
		N _{corr} = 190.78	M _{max} =27.461	5.82	14.39	SPC	4.82	0		Cv	61.8	-37.9		Cv
Zone III	30 x 30	N _{max} =332.16	M _{corr} =11.002	5	3.31	SEC	5.09	1.34	15	Cv	70.5	25.6	348	Cv
		N _{min} = 26.89	M _{corr} = 6.210	5	23.09	SPC	1.72	0		Cv	19.7	-30		Cv
		N _{corr} = 51.11	M _{max} =24.296	5	47.53	SPC	6.56	0		Cv	68.3	-170.3		Cv

Tableau V.12: Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (x-x)

Sens y-y : (sens transversal)

Zone.	Section (cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	$\left(\frac{h}{6}\right)$ (cm)	e _u (cm)	Obs.	σ_{bsup} [Map]	σ_{binf} [Map]	σ_{bs}	OBS	σ_{ss} [Map]	σ_{si} [Map]	σ_{st} [Map]	OBS
Zone I	40 x 40	N _{max} =1069.11	M _{corr} =0.591	6.67	0.05	SEC	5.85	5.76	15	Cv	87.6	86.6	348	Cv
		N _{min} =335.49	M _{corr} =0.111	6.67	0.033	SEC	1.83	1.81		Cv	27.4	27.2		Cv
		N _{corr} =721.16	M _{max} =10.982	6.67	1.52	SEC	4.69	3.14		Cv	68.6	48.9		Cv
Zone II	35x 35	N _{max} =673.47	M _{corr} =2.331	5.82	0.34	SEC	5.03	4.53	15	Cv	74.8	68.6	348	Cv
		N _{min} =182.85	M _{corr} =0.507	5.82	0.27	SEC	1.35	1.24		Cv	20.1	18.8		Cv
		N _{corr} =354.61	M _{max} =13.63	5.82	3.84	SEC	3.97	1.06		Cv	56.8	19.6		Cv
Zone III	30 x 30	N _{max} =331.76	M _{corr} =2.734	5	0.82	SEC	3.67	2.73	15	Cv	53.7	42.4	348	Cv
		N _{min} =27.69	M _{corr} =3.191	5	11.52	SPC	0.91	0		Cv	11.4	-6.21		Cv
		N _{corr} =88.58	M _{max} =14.014	5	15.82	SPC	3.94	0		Cv	47.3	-47.4		Cv

Tableau V.13: Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (y-y)

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton

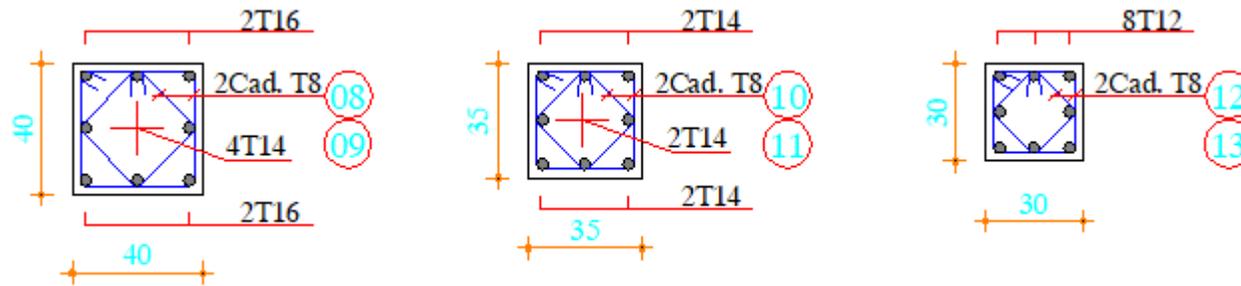


Fig.V.4.schéma de ferrailage des poteaux

V.3. Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales. Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur de voile, et la hauteur d'étage, on adopte le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Nous allons ferrailer par zone :

Zone I : RDC, 1^{er}, 2^{eme} étage.

Zone II : 3^{eme}, et 4^{eme} étage.

Zone III : 5^{eme}, 6^{eme}, étage .

V.3.1. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

RPA.99/modifié 2003 :

0.8 G + E

G + Q + E

V.3.2. Ferrailage des voiles :

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

Exposé de la méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , $B = L \times e$.

I : moment d'inertie du voile considéré.

$V=V'$: bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$ RPA 99 (Art.7.7.4).

Avec : **h_e** : hauteur entre nus du plancher et du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée, avec $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_t = **L** - **L_c** avec **L_t** : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

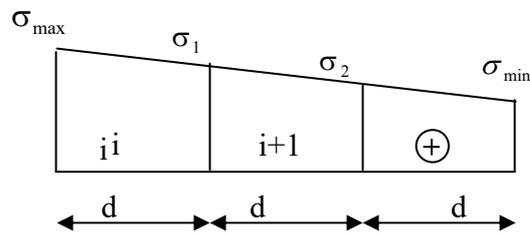
1. Section entièrement tendue (SET).
2. Section partiellement comprime (SPC).
3. section entièrement comprime (SEC).

➤ **Section entièrement tendu :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec : **e** : épaisseur du voile



La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à : $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

• **Armatures verticales minimales :**

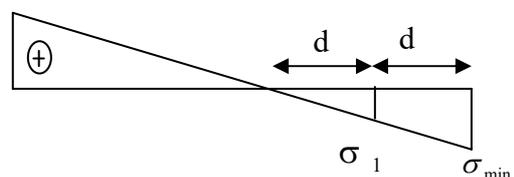
$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_c} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

$$A_{min} \geq 0.002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

B : section du tronçon considéré

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$



$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

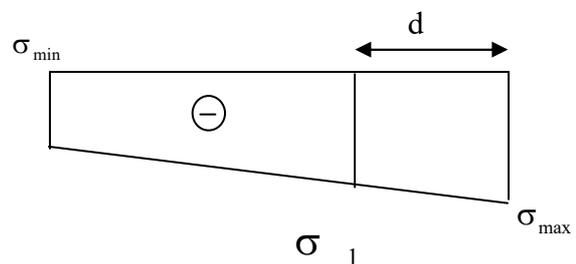
La section d'armature est égale à $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Armatures verticales minimales** : Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e_v$$



La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à : $A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

B : section du tronçon considéré ;

- ✓ Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18.48$ Mpa
- ✓ Situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ Mpa.

- **Armatures minimales : (Art. A.8.1, 2 BAEL91/modifié 99) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

- D'après le **BEAL modifié 99** : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le **RPA 2003** : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

➤ **Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.
- En zone courantes 0.10 %.

• **Armatures transversales : (article 7.7.4.3 du RPA 2003)**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

• **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$
$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit **s'ajouter** à la **section d'aciers tendus** nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

➤ **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifié 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

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

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser (0.10) de l'épaisseur du voile.

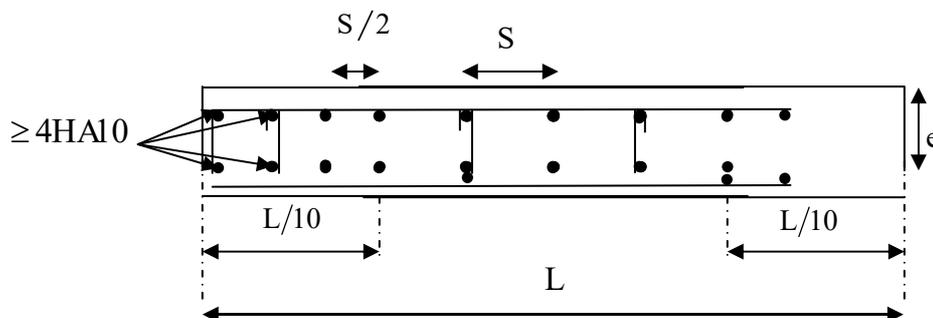


Fig V.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.3.3. Vérification :

a) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère l'effort :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile .

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$) .

h : Hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL / modifié 99 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

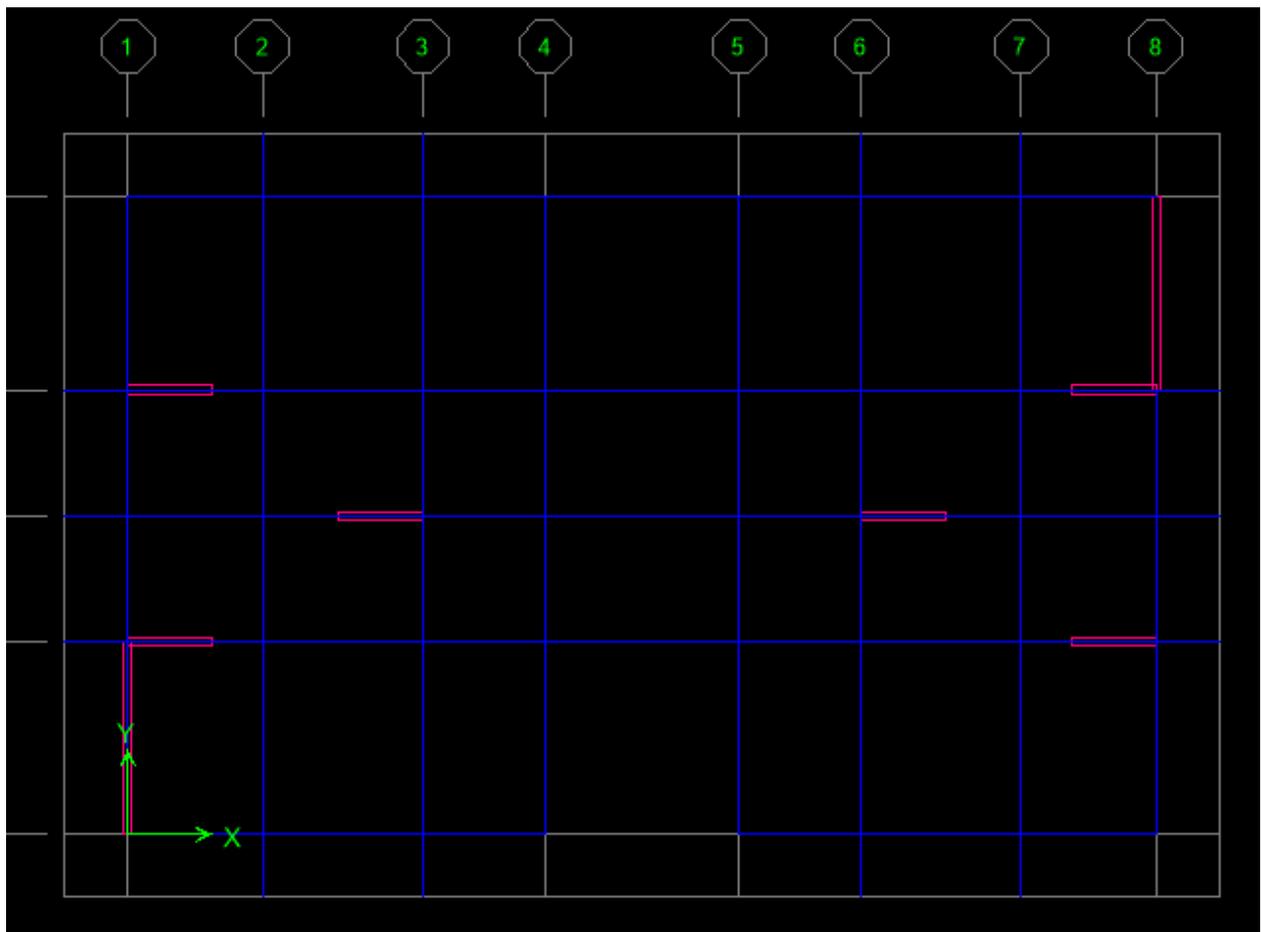


Fig.V.6. disposition en plans des voiles

V.3.4. Exemple de calcul :

On adopte le même ferrailage pour toute la structure.

Soit à Ferrailer le voile longitudinal VL1/04 jusqu'à VL1/09:

- **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 2.00\text{m}, e_p = 20 \text{ cm}, B=0.4 \text{ m}^2, I=0.133\text{m}^4, V= V' = 1 \text{ m}$$

Zone I:

a) Calcul des contraintes :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 6676.93 \text{ Kn/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -7733.18 \text{ Kn/m}^2 \end{array} \right\} \text{ Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

- Largeur de la zone comprimée « Lc » et de la zone tendue « Lt » :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = 0.93 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L_c = 2.00 - 0.95 = 1.07 \text{ m}$$

Donc le découpage de la zone se fera en deux bandes de largeur d :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} l_c\right) = \min\left(\frac{2.71}{2}, \frac{2}{3} \times 0.95\right) = \min(1.35; 0.63) = 0.63 \text{ m.}$$

$$d = 0.63 \text{ m.}$$

Avec : h_e : hauteur entre nus du plancher et du voile considéré.

$$L_c : \text{ la longueur de la zone comprimée, avec } L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c \text{ avec } L_t : \text{ longueur de la zone tendue.}$$

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m.}$$

a) Détermination des efforts normaux :

$$\sigma_1 = \sigma_{min} \times \frac{(L_t - d)}{L_t} = 7733.18 \times \frac{(1.07 - 0.63)}{1.05} = 3866.59 \text{ Kn / m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} e \times d = \frac{7733.18 + 3866.59}{2} \times 0.20 \times 0.63 = 797.58 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} e \times d' = \frac{3866.59}{2} \times 0.20 \times 0.63 = 265.86 \text{ KN.}$$

b) Détermination des sections d'armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{f_e} = \frac{797.58}{400} \times 10 = 19.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{f_e} = \frac{265.86}{400} \times 10 = 6.65 \text{ cm}^2$$

c) Détermination des armatures de couture :

Calcul de l'effort tranchant :

$$T = 1.4 V_u = 1.4 \times 120.97 = 169.36 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{169.36}{400} \times 10 = 4.66 \text{ cm}^2$$

d) Détermination des sections d'armatures verticales totales par nappe :

$$A_{1/nappe} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 19.94 + \frac{4.66}{4} = 21.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{2/nappe} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6.65 + \frac{4.66}{4} = 7.81 \text{ cm}^2$$

e) Armatures minimales : (BAEL99)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B_1 \times f_{t28}}{f_e} ; 0.002 B_1 \right) = \max \left(\frac{90 \times 25 \times 2.1}{400} ; 0.002 \times 25 \times 90 \right) = 7.22 \text{ cm}^2.$$

$$A_1 = A_{v1} = 15.4 \text{ cm}^2 / \text{bande.}$$

$$A_2 = A_{v2} = 11.12 \text{ cm}^2 / \text{bande.}$$

Le ferrailage sera réalisé symétriquement pour chaque bande c à d :

$$A_1 = (2 \times 5 \text{ HA}14); \text{ avec } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_2 = (2 \times 5 \text{ HA}10); \text{ avec } S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- Armatures horizontales :**

D'après le **BEAL modifié 99** : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le **RPA 2003** : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_{v1}}{4}, - , 0.15 \% B \right\} = \max \left\{ \frac{15.4}{4}, 0.0015 \times 20 \times 200 \right\} = 6 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera réalisé symétriquement pour chaque bande c à d :

$$(9 \text{ HA}12) = 15.40 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } e = 15 \text{ cm.}$$

- Les armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte 4HA8 (2,01 cm²) par m²

Pour les potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

f) Vérifications des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_{vt}} = \frac{653.46 \times 10^3}{0.4 \times 10^6 + 15 \times 15.4 \times 10^2} = 1.54MPa < 15MPa \dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

g) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA 2003 :

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5Mpa.$$

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{169.36 \times 10^3}{0.20 \times 10^3 \times 0.9 \times 2 \times 10^3} = 0.367 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5MPa \dots\dots\dots \text{Condition}$$

Vérifier

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 L)

L : Longueur

Selon le BAEL 91/modifié 99 :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 169.36 \times 10^3}{0.20 \times 10^3 \times 0.9 \times 2 \times 10^3} = 0.262MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

Les résultats de ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Ferraillage des voiles transversales(VT) : VT=2.00m:

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,00	2,00	2,00		
	e (m)	0,20	0,20	0,20		
	B (m)	0,4	0,4	0,4		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6676,93	1954,5	1960,96		
	σ_{min} [KN/m ²]	-7733,18	-2084,87	-2199,76		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		120,97	96,68	50,26	
	L _t (m)		1,07	1,03	1,03	
	L _c (m)		0,93	0,97	0,95	
	σ_1 [KN/m ²]		3866,590	1042,435	1099,880	
	N (kN)	N ₁	797,58	206,81	223,52	
		N ₂	265,860	68,936	74,505	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	19,94	5,17	5,59	
		A _{v2}	6,65	1,72	1,86	
	A _{vj} (cm ²)		4,66	3,72	1,94	
	A (cm ²)	A1=A _{v1/2} +A _{vj} /4	11,13	6,10	6,07	
		A2=A _{v2/2} +A _{vj} /4	4,49	2,65	2,35	
	A _{min} (cm ²)		7,22	6,94	7,11	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	15,4	11,3	7,86	
		Bonde 2	11,12	7,86	7,86	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 X5HA14	2X5HA12	2X5HA10
			Bonde 2	2X5HA12	2X5HA10	2X5HA10
		S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
Bonde 2			10cm	10cm	10cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4,13	3,97	6,00		
A _H /nappe (cm ²)		3,85	2,83	1,97		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe		
ep =15cm		(A=5,65cm ²)	(A=5,65cm ²)	(A=5,65cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0,262	0,210	0,109	
		τ_b (MPa)	0,367	0,293	0,153	
	ELS	N _s (kN)	653,46	457,68	253,61	
		σ_b (MPa)	1,54	0,85	0,48	

Tbleau.V.14.ferrailage de voile transversale

Ferrailage des voiles longitudinales de VL=4.60m :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,6	4,6	4,6	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m)	0.92	0.92	0.92	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5397,97	3421,61	1902,26	
	σ_{min} [KN/m ²]	-8244,98	-3991,91	-2686,73	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	746,46	570,99	361,79	
	L _t (m)	2,78	2,48	2,69	
	L _c (m)	1,82	2,12	1,91	
	σ_1 [KN/m ²]	4122,490	1995,955	1343,365	
	N (kN)	N ₁	2148,82	926,97	678,36
		N ₂	716,273	308,990	226,120
	A _v (cm ²)	A _{v1}	53,72	23,17	16,96
		A _{v2}	17,91	7,72	5,65
	A _{vi} (cm ²)		28,74	21,98	13,93
	A (cm ²)	A1=A _{v1/2} +A _{vi} /4	34,04	28,67	20,44
		A2=A _{v2:2} +A _{vi} /4	16,14	13,22	9,14
	A _{min} (cm ²)		18,24	16,25	17,67
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	40,2	30,8	22,6
Bonde 2		22,6	22,6	22,6	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X10HA16	2X10HA14	2X10HA12
		Bonde 2	2X10HA12	2X10HA12	2X10HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	10cm	10cm	10cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		10,42	9,29	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		10,05	7,70	5,65
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12/nappe	10HA10/nappe	10HA10/nappe
	ep =20cm		(A=11,30cm ²)	(A=7.85cm ²)	(A=7,85cm ²)
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0,721	0,552	0,350
		τ_b (MPa)	1,010	0,772	0,489
	ELS	N _s (kN)	1842,46	1286,99	686,92
		σ_b (MPa)	1,48	1,05	0,56

Tbleau.V.15.ferrailage de voile longitudinale

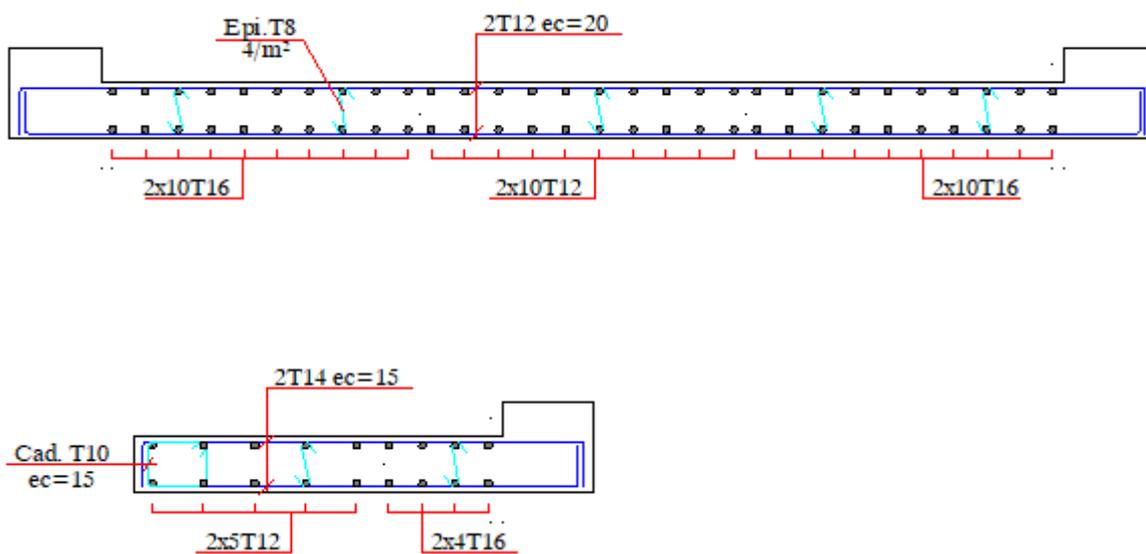
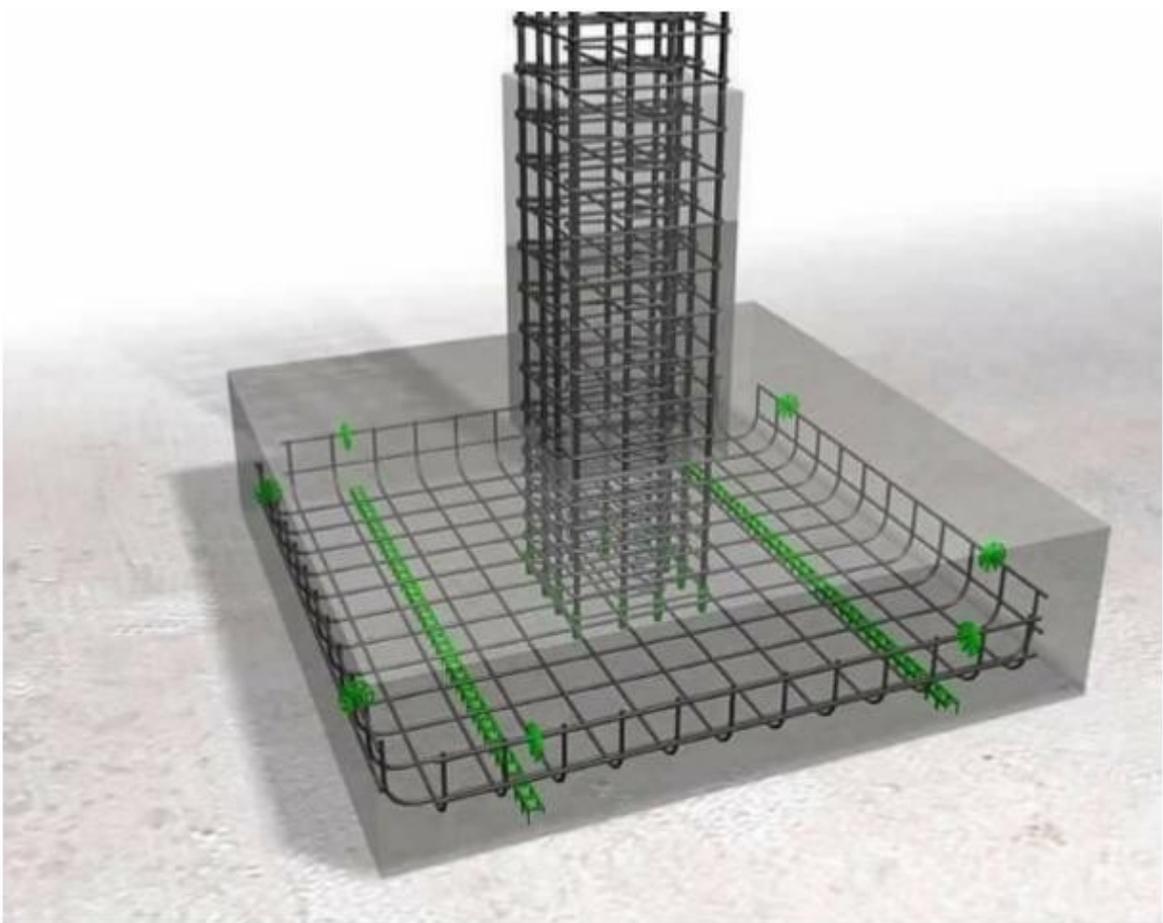


Fig.V.7.schéma de ferrailage des voiles

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure



VI. Fondation :**VI.1 Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles** : Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, (pieux, puits).

VI-1-1. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI-1-2. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

VI.2 Dimensionnement :

a) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ser N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B$ (Poteau carré).

$$D'où \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

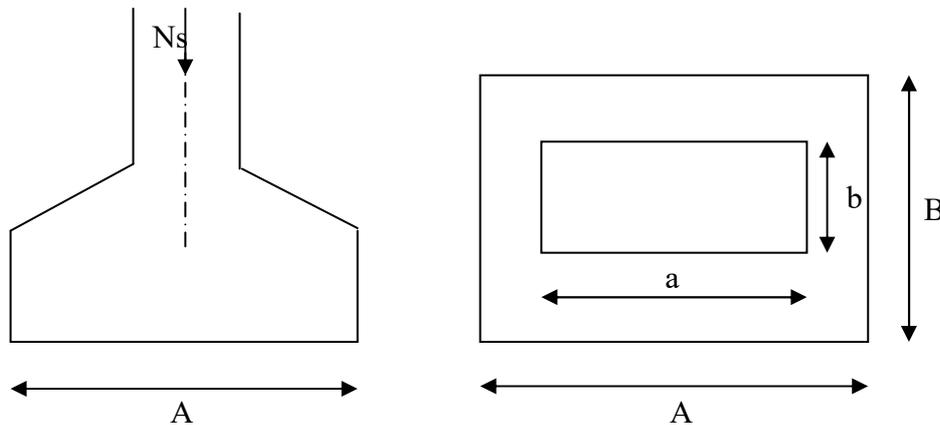


Fig.VI.1: Dimensionnement d'une fondation

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1069.11 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.31 \text{ m}$$

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) semelles filantes :

➤ Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

$$\text{Avec : } N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle sous voile ;

G : Charge permanente à la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré ;

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

- **Sens longitudinal et transversal :**

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	N	S=BxL (m ²)
VL	1866.05	3.00	1.55	6	27
VT	1484.31	6.00	2.30	2	27.6
Somme					54.6

Tableau VI.1 : surface des semelles filantes sous voiles.

On prend les voiles les plus defavorables.

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 54.6 \Rightarrow S_v = 54.6 \text{ m}^2$$

➤ **Semelles filantes sous poteaux :**

❖ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N=G+Q (KN)	M(KN.m)	e_i	$N \times e_i$
C4	838.591	-2.856	-7.6	-6373.29
C12	1069.112	4.817	-3	-3207.33
C20	851.739	4.924	0	0
C25	891.481	-5.028	3	2674.44
C36	833.706	4.692	7.6	3911.74
Σ	4484.62	1.625		-2994.44

Tableau VI.2 : surface des semelles filantes sous poteaux.

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-2994.44 + 1.625}{4484.62} = -0.66m$$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

On a : $e = -0.66 \text{ m} < \frac{L}{6} = 15.2 / 6 = 2.53\text{m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4484.62}{15.2} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.66)}{15.2}\right) = 371.75 \text{KN} / \text{ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4484.62}{15.2} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.66)}{15.2}\right) = 218.33 \text{KN} / \text{ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{4484.62}{15.2} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.66)}{15.2} \right) = 256.68 \text{ KN / ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{256.68}{200} = 1.28 \text{ m}$$

Donc on opte pour **B = 1.5 m**.

$$\text{On aura : } S = 1.5 \times 15.2 = 22.8 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = (22.8 \times 5) = 114 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 114 + 77.05 = 191.05 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = (24.4 \times 15.2) = 370.88 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{191.05}{370.88} = 0.52$$

La surface totale des semelles représente 52% de la surface de bâtiment.

Donc : **$S_t > 50 \% S_{bat}$**

Conclusion :

Puisque les semelles représentent plus de 50% de la surface totale de bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

VI.3. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VI.3.1. Pré dimensionnement du radier :

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865$ MPa

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.60\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,93m, \text{ On prend } h = 100m.$$

❖ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

➤ **Sous poteaux :**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{460}{20} = 23\text{cm} \quad \text{Soit } h_d = 30\text{cm}$$

❖ **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{460}{10} = 46\text{cm} \quad \text{Soit } h_n = 100\text{cm.}$$

$$\text{et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad 40 \leq b_n \leq 70 \quad b_n = 50 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$$h_n = 100\text{cm} \quad (\text{hauteur de la nervure})$$

$$h_d = 30 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la dalle})$$

$$b_n = 50\text{cm} \quad (\text{largeur de la nervure})$$

VI.3.2. Calcul de la surface nécessaire au radier :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 39401.11\text{KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = 29121.78\text{KN}$$

a) Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU} \quad S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{39401.11}{1,33 \times 200} = 148,12\text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS} \quad S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{29121.78}{200} = 145,61\text{m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 148.12 m^2$$

$$S_{bat} = 370.88 m^2 > S_{rad} = 148.12 m^2$$

Remarque

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{deb} = 50 \text{ cm}$.

$$S_{deb} = (15.2 + 24.4) \times 2 \times 0.50 = 39.6 m^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 370.88 + 39.6 = 410.48 m^2$$

VI.3.3. Calcul des sollicitations à la base du radier :**a) Charges permanentes:**

Poids de bâtiment : $G = 2253329.29 \text{ KN}$

• Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

• Poids de la dalle:

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 410.48 \times 0.3 \times 25 = 3078.6 \text{ KN}$$

• Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$= 0.50 \times (1 - 0.3) \times (15.20 \times 5 + 24.4 \times 8) \times 25 = 2373 \text{ KN}$$

• Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$S_{ner} = b_n \times L_x \times n + b_n \times L_y \times n$$

$$= (0,50 \times 24,4 \times 8) + (0,50 \times 15,2 \times 5) = 135,6 \text{ m}^2.$$

$$P_{\text{TVO}} = [410,48 - 135,6] \times (1 - 0,3) \times 17 = 3271,07 \text{ KN}.$$

- **Poids de la dalle flottante:**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$= (410,48 - 135,6) \times 0,1 \times 25 = 687,20 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad tot}} = P_{\text{df}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{ner}} + P_{\text{d}} = 9409,87 \text{ KN}$$

- **Poids total de l'ouvrage:**

$$G_T = G_{\text{sup}} + G_{\text{rad}} = 22533,29 + 9409,87 = 47703,51 \text{ KN}.$$

b) Surcharges d'exploitations:

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 5932,31 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 2,5 \times 410,48 = 1026,2 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = 6958,51 \text{ KN}$$

VI.3.4. Combinaison d'actions:

Etat Limite Ultime :

$$N_{u_{\text{total}}} = 1,35 G_{\text{tot}} + 1,5 Q_{\text{tot}} = 74837,50 \text{ KN}.$$

Etat Limite de Service :

$$N_{s_{\text{total}}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 54662,02 \text{ KN}.$$

VI.4 Vérifications :

VI.4.1. Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,2 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,6 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 7140.67m^4 ;$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 18400.59m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_x, I_y : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$N_u = 39401.11 \text{ KN ; } N_s = 29121.78 \text{ KN.}$$

$$M_{0X} = 34491.89 \text{ KN.m ; } T = 1723.93 \text{ KN}$$

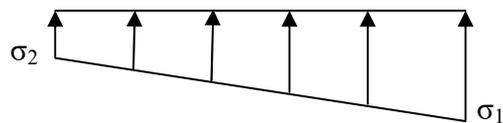


Fig. VI.2: Diagramme des contraintes

$$M_x = 34491.89 + (1723.93 \times 1) = 36215.82 \text{ KN.m}$$

• **A'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{39401.11}{410.48} + \frac{36215.82}{18400.59} \times 12.2 = 120 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{39401.11}{410.48} - \frac{36215.82}{18400.59} \times 12.2 = 72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 120 + 72}{4} = 108 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 108 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **A'ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{29121.78}{410.48} \pm \frac{36215.82}{18400.59} \times 12.2$$

$$\sigma_1 = 95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 83 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens transversal:**

$$M_{0Y} = 32764.78 \text{ KN.m}; \quad T = 1650.04 \text{ KN.}$$

$$M_Y = 32764.78 + (1650.04 \times 1) = 34414.82 \text{ KN.m}$$

• **A'ELU:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{39401.11}{410.48} \pm \frac{34414.82}{7140.67} \times 7.6$$

$$\sigma_1 = 132.62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 59.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 114.37 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **A'ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{29121.78}{410.48} \pm \frac{34414.82}{7140.67} \times 7.6$$

$$\sigma_1 = 107,57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 34.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 89.26 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte		ELU			ELS			Obs
		σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
Sens	Longitudinale(X-X)	120	72	108	95	47	83	CV
	Transversale (Y-Y)	132.62	59.36	114.37	107.57	71.11	34.32	CV

Tableau VI.3 : vérification des contraintes.

VI.4.3.Vérification de la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

$b = 100\text{ cm}; d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27\text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{71235.46 \times 1}{410.48} \times \frac{4,60}{2} = 410.83KN$$

$$\tau_u = \frac{410.83 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,52MPa$$

$\tau_u = 1,52\text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5MPa$ Condition vérifiée

VI.4.4.Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)

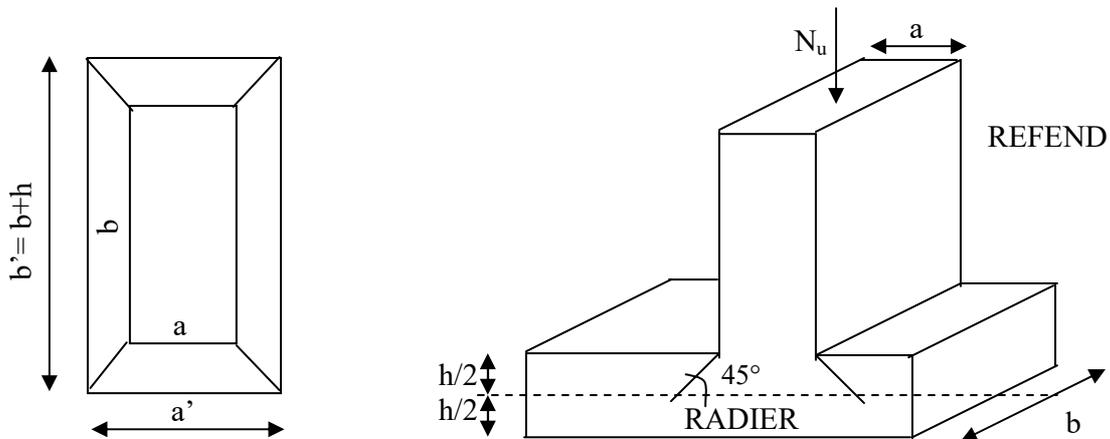


Fig.VI.3: Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c

- **Poteaux**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,40 + 0,40 + 2 \times 1) = 5,60m$$

$$N_u = 1470.33 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 5,60 \times 1 \times 25000 / 1.5 = 4200 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifié}$$

- **Voile**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,20 + 4.60 + 2 \times 1) = 13.6m$$

$$N_u = 2715.19 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 13.6 \times 1 \times 25000 / 1.5 = 10200 \text{ KN}$$

\implies Condition vérifié.

VI.5. Ferrailage du radier:

VI.5.1. Ferrailage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

a) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.60}{4.60} = 1$$

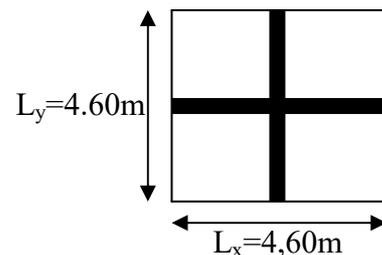


Fig. VI.4. Entre axes du panneau le plus sollicité

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

• **La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_u^x, \sigma_u^y) = \max(159.62; 165.93) = 165.93 \text{ KN/m}^2$$

• **La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^x, \sigma_s^y) = \max(119.79; 126.05) = 126.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \times 1 \text{ ml} = (165.93 - \frac{9409.87}{410.48}) \times 1 \text{ ml} = 143.00 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \times 1 \text{ ml} = (126.05 - \frac{9409.87}{410.48}) \times 1 \text{ ml} = 103.12 \text{ KN/ml.}$$

b) Calcul à l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = 1 ; \mathbf{v} = \mathbf{0} \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0368 \end{array} \right.$$

$$\mu_y = 1.000$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times qu \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

On aura donc :

$$M_{0x} = 0.0368 \times 143.00 \times 4.60^2 = 111.35 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 1 \times 111.35 = 111.35 \text{KNm}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,75: pour les moments en travées de rives.

0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

0.3 : 0 pour les appuis de rive

Moments aux appuis intermédiaires:

$$M_{ax} = (0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,50) \times 111.35 \Rightarrow M_{ax} = 55.67 \text{K5.}$$

$$M_{ay} = (0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,50) \times 111.35 \Rightarrow M_{ay} = 55.67 \text{KNm}$$

Moments aux appuis de rives:

$$M_{ax} = (0,3) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,30) \times 111.35 \Rightarrow M_{ax} = 33.40 \text{K3.}$$

$$M_{ay} = (0,3) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,30) \times 111.35 \Rightarrow M_{ay} = 33.40 \text{KNm}$$

Moments en travée

$$M_{tx} = (0,75) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,75) \times 111.35 \Rightarrow M_{tx} = 83.51 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,75) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,75) \times 111.35 \Rightarrow M_{ty} = 83.51 \text{KN.m}$$

VI.5.2. Calcul des armatures :

VI.5.2.1. Ferrailage suivant x-x :

➤ **Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{Max}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{55.67 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0.054 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{55.67 \times 10^6}{0.972 \times 270 \times 348 \times 100} = 6.09 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA14 = 10.77 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{83.51 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0.080 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{83.51 \times 10^6}{0.958 \times 270 \times 348 \times 100} = 9.27 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA16 = 14.07 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

VI.5.2.2. Ferrailage suivant y-y :

➤ **Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{Max}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{55.67 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0.054 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{55.67 \times 10^6}{0.972 \times 270 \times 348 \times 100} = 6.09 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA14 = 10.77 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{83.51 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0.080 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{83.51 \times 10^6}{0.958 \times 270 \times 348 \times 100} = 9.27 \text{ cm}^2$$

Soit : $7 HA16 = 14.07 \text{ cm}^2/ml$ avec un espacement de 15 cm.

Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

Sens	Zone	M (KN,m)	μ	Obs	B	A_u (cm ²)	Ferrailage	A_u adoptée	St
X-X	travée	83.51	0,080	SSA	0.958	9.27	7HA16	14.07	15
	appui	55.67	0,054	SSA	0,972	6.09	7HA14	10.77	15
y-Y	travée	83.51	0,080	SSA	0.958	9.27	7HA16	14.07	15
	appui	55.67	0,054	SSA	0,972	6.09	7HA14	10.77	15

Tableau VI.4. Ferrailage des portées :

Remarque:

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur

VI.5.3. Vérification à l'état limite ultime :

VI.5.3.1. Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$W_0 = 0.8\%$ pour les HA de nuance $f_e E400$.

$$A \geq 0.80\% \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad (\text{Art B. 7. 4 BAEL99})$$

$$A \geq 0.0008 \frac{3-1}{2} \times b \times h = 2.40 \text{ cm}^2 / ml \quad \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

			A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
x-x	ELU	Appui	10.77	2.40	Condition Vérifiée
		travée	14.07		Condition Vérifiée
y-y	ELU	Appui	10.77	2.40	Condition Vérifiée
		travée	14.07		Condition Vérifiée

Tableau VI.5 : vérification de la section minimale

VI.5.3.2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donné par :

Sens de la petite portée :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 100; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens de la grande portée:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

VI.5.3.3. Calcul et vérification à l'E.L.S :

➤ **Evaluation des moments M_x et M_y**

$$\rho = 1.00 ; \mathbf{v} = \mathbf{0} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1,000 \end{array} \right.$$

On aura donc :

$$M_{x_x} = 0,0442 \times 103,12 \times 4,60^2 = 96,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{y_y} = 1 \times 96,44 = 96,44 \text{ kN.m}$$

L'ELS :

❖ **Moments aux appuis intermédiaires:**

$$M_{ax} = (0,5) \quad M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,50) \times 96,44 \Rightarrow M_{ax} = 48,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = (0,5) \quad M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,50) \times 96,44 \Rightarrow M_{ay} = 48,22 \text{ kNm}$$

❖ **Moments aux appuis de rives:**

$$M_{ax} = (0,3) \quad M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,30) \times 96,44 \Rightarrow M_{ax} = 28,93 \text{ kN}$$

$$M_{ay} = (0,3) \quad M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,30) \times 96,44 \Rightarrow M_{ay} = 28,93 \text{ kNm}$$

❖ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0,75) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,75) \times 96.44 \Rightarrow M_{tx} = 72.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,75) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,75) \times 96.44 \Rightarrow M_{ty} = 72.33 \text{ KN.m}$$

VI.5.4. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1mètre de longueur.

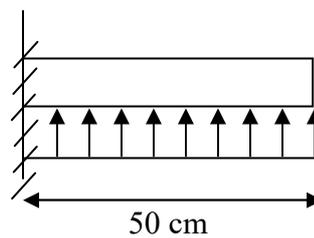


Fig.VI.5. Schéma statique du débord

VI.5.4.1. Sollicitations de calculs :

➤ **A l'ELU:**

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-143.00 \times 0.50^2}{2} = -17.87 \text{ KN.m}$$

➤ **A l'ELS:**

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-103.12 \times 0.50^2}{2} = -12.89 \text{ KN.m}$$

VI.5.4.2. Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.87 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,017 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,017 \rightarrow \beta_u = 0,9915$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17.87 \times 10^6}{0.9915 \times 270 \times 348 \times 100} = 1,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_u = 5HA10/ml = 3,92 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / ml$$

Soit $A_r = 5HA10 = 3.92 \text{ cm}^2/ml$ Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

VI.5.4.3. Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1000 \times 270 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$A_u = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

VI.5.4.4. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17,87}{12,89} = 1,38$$

$$\mu = 0,016 \rightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\alpha = 0,0201 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VI.5.5. Ferrailage des nervures

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport $0,4 < \rho < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires..

- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times L_x = 1.53 \text{ m}$.

Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times L_x = 1.15 \text{ m}$.

2ème Cas : Chargement trapézoïdale :

Effort tranchant :

$$L_t = L_x \left(0.5 - \frac{p^2}{4} \right)$$

$L_t = 1,15 \text{ m}$.

Moment fléchissant :

$$L_m = L_x \left[0.5 - \frac{p^2}{6} \right]$$

$L_m = 1,53 \text{ m}$.

✓ **Pour les moments fléchissant :**

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$$

✓ **Pour les efforts tranchant :**

$$Q_u = q_u \cdot L_t$$

$$Q_s = q_s \cdot L_t$$

➤ Détermination des charges :

➤ EI.U :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_u = (165.93 - (9409.87 / 410.48) - (2373 / 135.6)) = 125.5 \text{ KN.}$$

➤ ELS :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$Q_s = (126.05 - (9409.87 / 410.48) - (2373 / 135.6)) = 85.62 \text{ KN.}$$

Charges à considérer:

Sens transversal:

$$Q_{mu} = q_u \times L_m = 125.5 \times 1,53 = 192.01 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ms} = q_s \cdot L_m = 85.62 \times 1,53 = 130.99 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{tu} = q_u \cdot L_t = 125.5 \times 1,15 = 144.32 \text{ KN/ml}$$

Sens longitudinale :

$$Q_{mu} = q_u \times L_m = 125.5 \times 1,53 = 192.01 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ms} = q_s \cdot L_m = 85.62 \times 1,53 = 130.99 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{tu} = q_u \cdot L_t = 125.5 \times 1,15 = 144.32 \text{ KN/ml}$$

Sollicitation maximales :

	sens longitudinal		sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN,m)	425.93	208.94	425.93	208.94
M_{tmax} (KN,m)	213.66	104.47	213.66	104.47
T_{max} (KN)	557.38	272.53	557.38	272.53

Tableau VI.6: les efforts internes dans les nervures.

Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous.

b= 50cm, h= 100cm, d = 97cm $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$.

Exemple de calcul :

$$\mu_u = \frac{M_{a \text{ max}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{425.93 \times 10^6}{500 \times 970^2 \times 14,2} = 0,064 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,064 \rightarrow \beta_u = 0,967$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{425.93 \times 10^6}{0.967 \times 970 \times 348 \times 100} = 13.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 4HA14 + 4HA20 = 18.71 cm².

			M (KN,m)	μ	β	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{ado} (cm ²)
ELU	longitudinal	Appui	425.93	0,064	0,967	13.05	4HA20+4HA14	18.71
		Travée	213.66	0,032	0.984	6.43	4HA16 + 4HA14	14.19
	transversal	Appui	425.93	0,064	0,967	13.05	4HA20+4HA14	18.71
		Travée	213.66	0,032	0.984	6.43	4HA16 + 4HA14	14.19

Tableau VI.7 : ferrailage des nervures à l'ELU.

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{25 ; 24\} \quad \text{Soit } S_t = 10\text{cm.}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 25 \text{ cm.}$$

Soit **S_t = 20 cm.**

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0.003S_t b = 1.50 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres).}$$

VI.6. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL.91.arct :A.4.2)

$$A_{min} = \frac{0.23b d f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 500 \times 970 \times 2,1}{400 \times 100} = 5.85 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

Aux appuis :

$$A_{adopté} = 18,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.85 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

En travées :

$$A_{adopté} = 14.19 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.85 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.arct :A.5.1, 211):

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 557.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{557.38 \times 10^3}{500 \times 970} = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.7. Vérification à L'ELS

Contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

➤ Appui :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 18.71}{50 \times 97} = 0,385. \rightarrow \text{Par interpolation} \begin{cases} \beta_1 = 0,9043 \\ K_1 = 37.26 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,027 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{208.94 \times 10^3}{18.71 \times 0,9043 \times 97} = 127.31 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,027 \times 127.31 = 3.43 MPa < 15 MPa.$$

$\sigma_{bc} = 3.43 < 15 MPa \Rightarrow \dots\dots\dots$ (Condition est vérifiée).

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 14.19}{50 \times 97} = 0,292 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,9148 \\ K_1 = 43.73 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,022 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{104.47 \times 10^3}{14.19 \times 0,9148 \times 97} = 82.96 [MPa]. \quad \sigma_{bc} = 0,022 \times 82.96 = 1.82 MPa$$

$\sigma_{bc} = 1.82 < 15 MPa \Rightarrow \dots\dots\dots$ (Condition vérifiée).

Sens	Zone	As (cm ²)	M _s	ρ ₁	B	K ₁	σ _{st}	σ _b	σ _b ⁻	Obs
X-X	Appuis	18.71	208.94	0.385	0.9043	37.26	127.31	3.43	15	vérifié
	Travée	14.19	104.47	0.292	0,9148	43.73	82.96	1.82	15	vérifié
Y-Y	Appuis	18.71	208.94	0.385	0.9043	37.26	127.31	3.43	15	vérifié
	Travée	14.19	104.47	0.292	0,9148	43.73	82.96	1.82	15	vérifié

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à l'ELS

Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs section est au moins égale à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 800 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 3 \text{ cm}^2 \text{ par paroi.}$$

Soit : $2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$.

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS

Le ferrailage retenu pour le radier suivant :

1. La dalle du radier :

Sens X-X

- . En travée (Lit supérieur) : 7HA16/ml ($S_t = 15 \text{ cm}$).
- . Aux appuis (Lit inférieur) : 7HA14/ml ($S_t = 15 \text{ cm}$).

Sens Y-Y

- . En travée (Lit supérieur) : 7HA16/ml ($S_t = 15 \text{ cm}$).
- . Aux appuis (Lit inférieur) : 7HA14/ml ($S_t = 15 \text{ cm}$).

2. Les débords :

Armature principale : 5HA10/ml ($S_t = 20 \text{ cm}$).

Armature de répartition : 5HA10/ml ($S_t = 20 \text{ cm}$).

3. Les nervures

Sens des petites portées

- . En travée (Armature supérieur) : 4HA16+4HA14.
- . Aux appuis (Armature inférieur) : 4HA20 + 4HA12.

Sens des grandes portées

- . En travée (Armature supérieur) : 4HA16+4HA14.
- . Aux appuis (Armature inférieure) : 4HA20+4HA14.

Armature de peau : 2HA14 (Pour toutes les nervures).

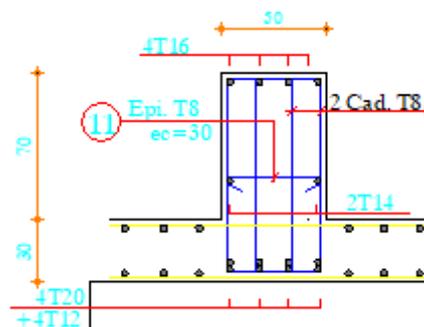


Fig.VI.6. schéma de ferrailage de nervure

Conclusion générale



Conclusion :

Ce modeste travail est l'un des fruits cueillis de notre parcours universitaire, et en même temps un premier pas vers le monde de la pratique qui nous attend dans notre vie professionnelle.

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité. Ce travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques. Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier les méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL , ainsi qu'à travailler en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apportées un bagage favorable en plus pour nous. Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons reflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgences.

enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle ; Ce travail est une petite contribution, qu'on espère sera d'une utilité pour les promotions à venir .

Bibliographie

➤ Règlements :

- ↵ **RPA version 2003** : règlement parasismique Algérien.
- ↵ **BAEL 91** : béton armé aux états limites.
- ↵ **CBA 93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- ↵ **DTR B.C.2.2**:document technique réglementaire (charges et surcharges).

➤ Logiciels :

- ↵ **ETABS 9.7.4** : logiciel d'analyse des structures.
- ↵ **SOCOTEC** : logiciel de ferrailage.
- ↵ **AutoCAD 2017** : logiciel de dessin.
- ↵ **Word 2007**: logiciel de traitement du texte.
- ↵ **Excel 2007** : logiciel de calcul.

➤ Livres :

- ↵ Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé (théories et application)
Pierre Charon édition Eyrolles.
- ↵ Henry thonier : « conception et calcul des structures de bâtiment ».
- ↵ Table de pigeaud (abaques de calcul en béton armé).

ANNEXE

ANNEXE 3

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya de: TIZI OUZOU
 Daïra de: DRAA BEN KHADA
 Commune de: DRAA BEN KHADA

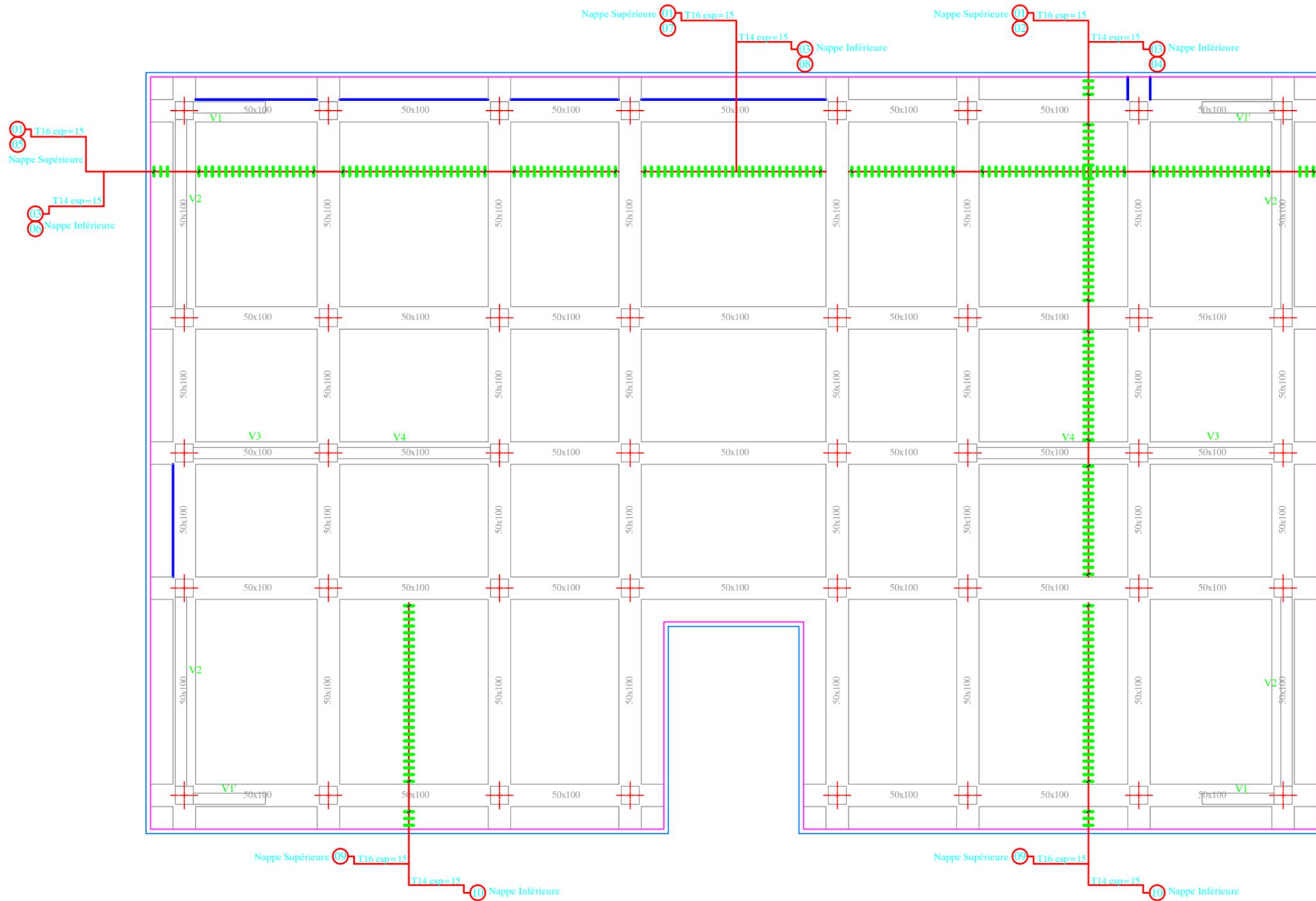
--	--

PROJET: 100 Logements sociaux participatifs

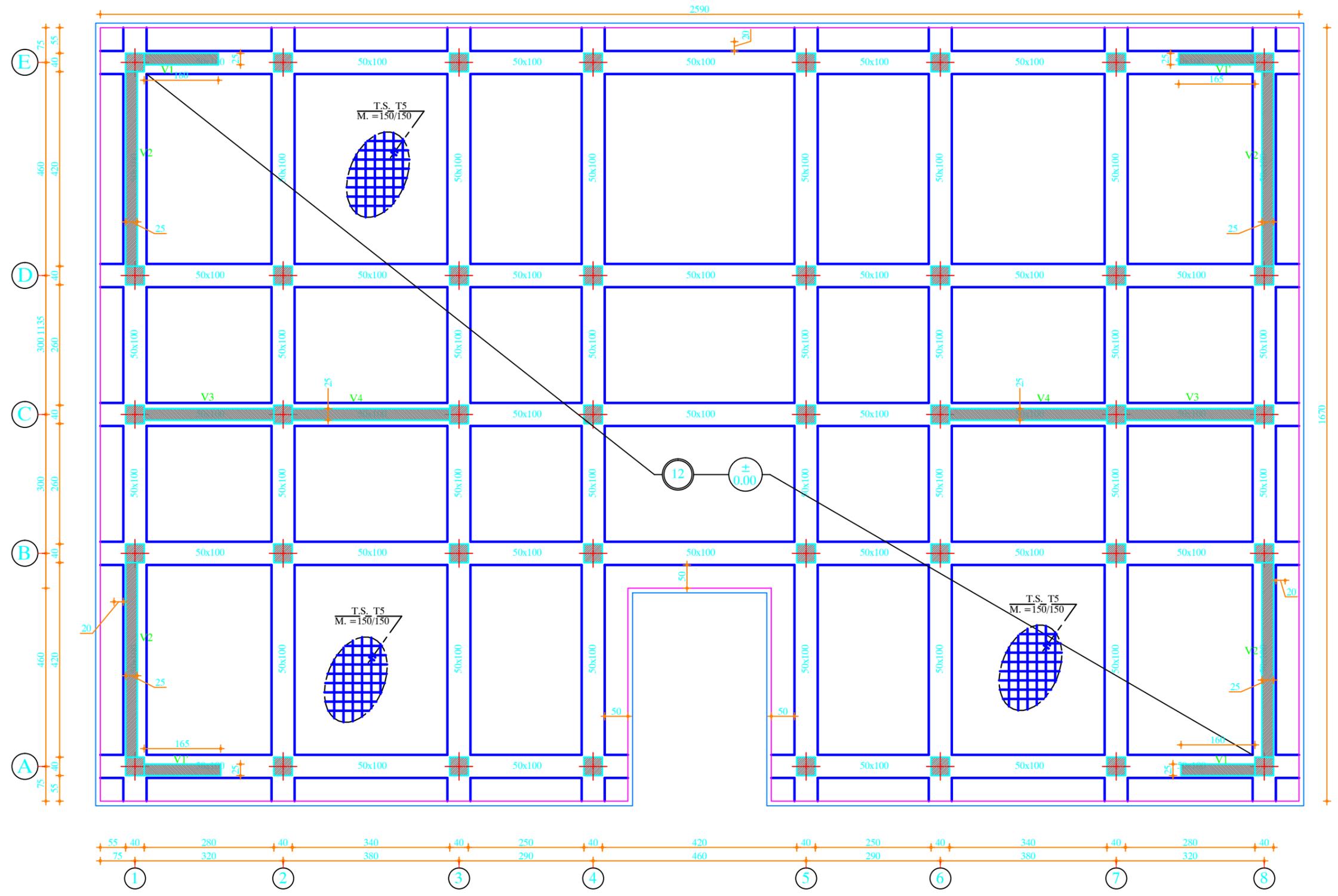
Dossier : Architecture	Phase :	Façade principale Type A1	
Maitre de L'ouvrage : OPGI DE TIZI OUZOU	Echelle : 1/50	Date : Décembre /2020	Planche N° :
	Dessiné par :	Vérifié par :	

INDICE	SIGNATURE	DATE	MODIFICATIF

NOMENCLATURE DES ACIERS			
REP.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T16		12.00
02	T16		4.00
03	T14		12.00
04	T14		4.00
05	T16		6.00
06	T14		6.00
07	T16		1.50
08	T14		1.50
09	T16		11.70
10	T14		11.70



FERRAILLAGE RADIER

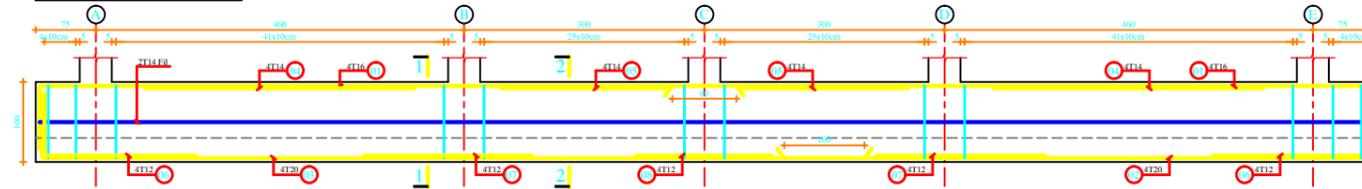


COFFRAGE RADIER

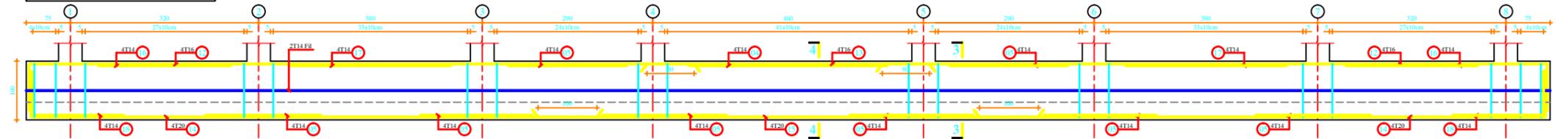
FERRAILLAGE NERVURES

NOMENCLATURE DES ACIERS			
REP.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T16		9.70
02	T20		8.00
03	T20		11.00
04	T14		3.40
05	T14		2.10
06	T12		2.70
07	T12		2.10
08	T12		1.70
09	T8		2.95
10	T8		2.39
11	T8		0.60
12	T16		12.00
13	T16		5.00
14	T20		10.40
15	T20		8.50
16	T14		2.30
17	T14		2.70
18	T14		2.30
19	T16		12.00
20	T20		12.00

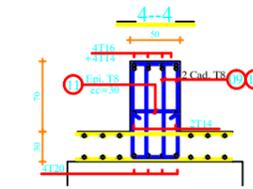
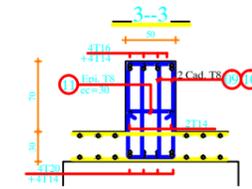
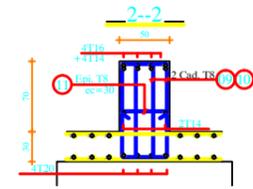
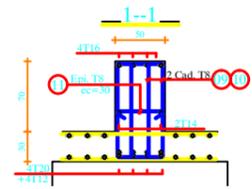
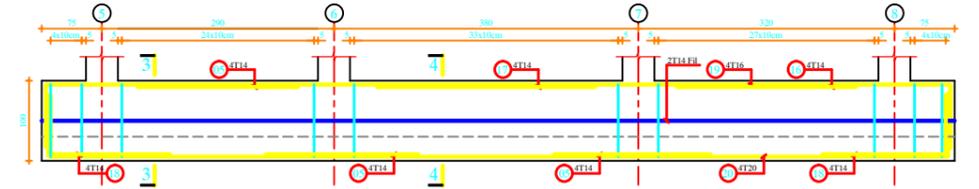
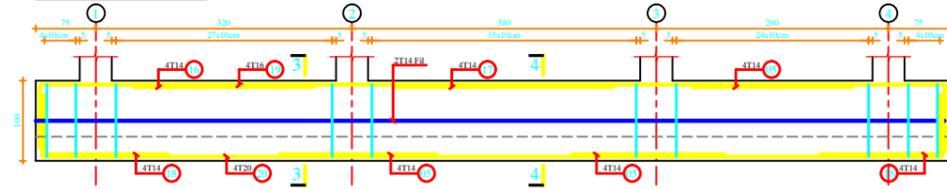
NERVURES AXES 1 à 8



NERVURES FILES B-C-D & E



NERVURE FILE A





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya de: TIZI OUZOU

Daïra de: DRAA BEN KHADA

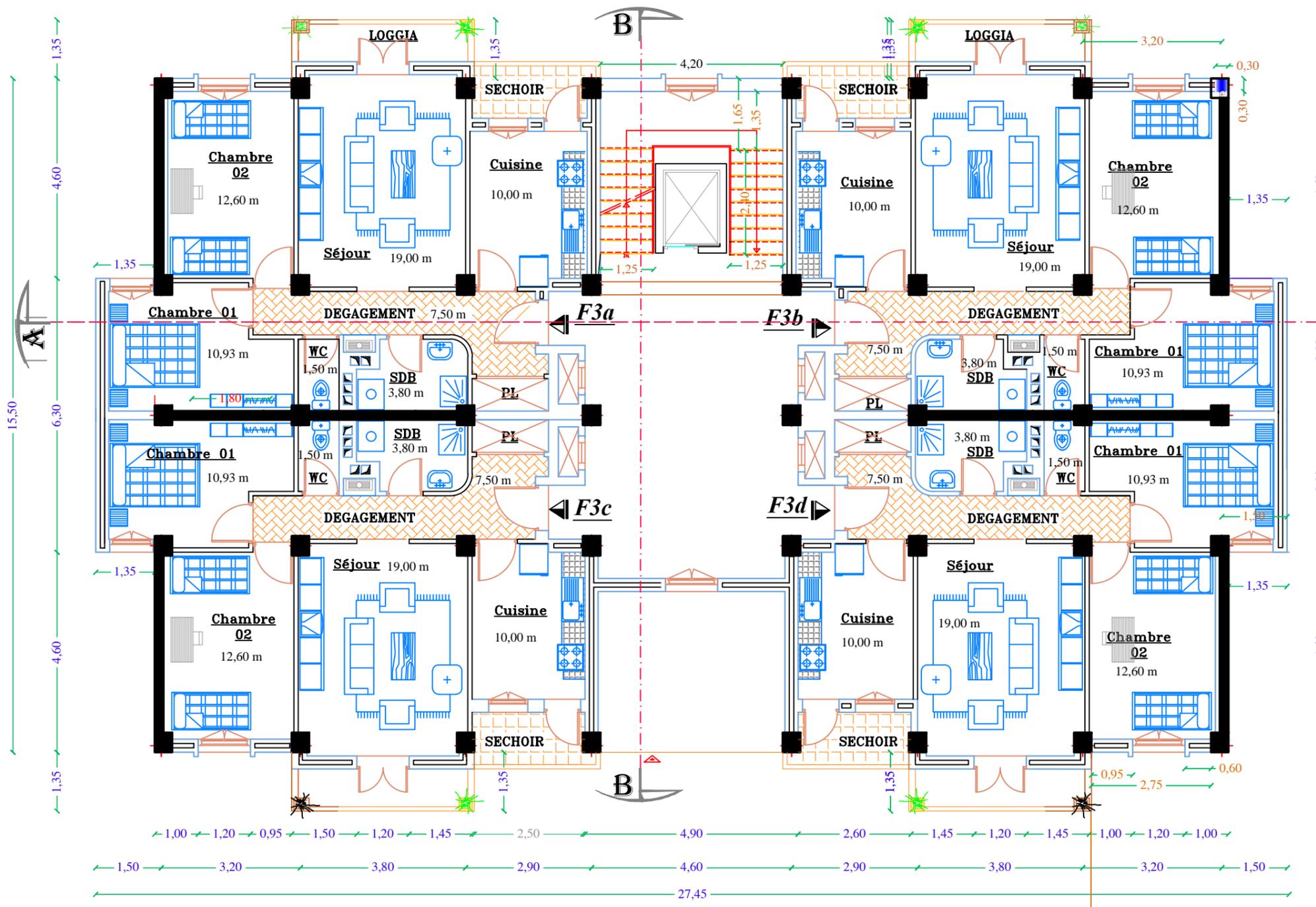
Commune de: DRAA BEN KHADA

--	--

PROJET: 100 Logements sociaux participatifs

Dossier : Architecture	Phase :	Façade postérieure Type A1	
Maitre de L'ouvrage : OPGI DE TIZI OUZOU	Echelle : 1/50	Date : Décembre /2020	Planche N° :
	Dessiné par :	Vérifié par :	

INDICE	SIGNATURE	DATE	MODIFICATIF



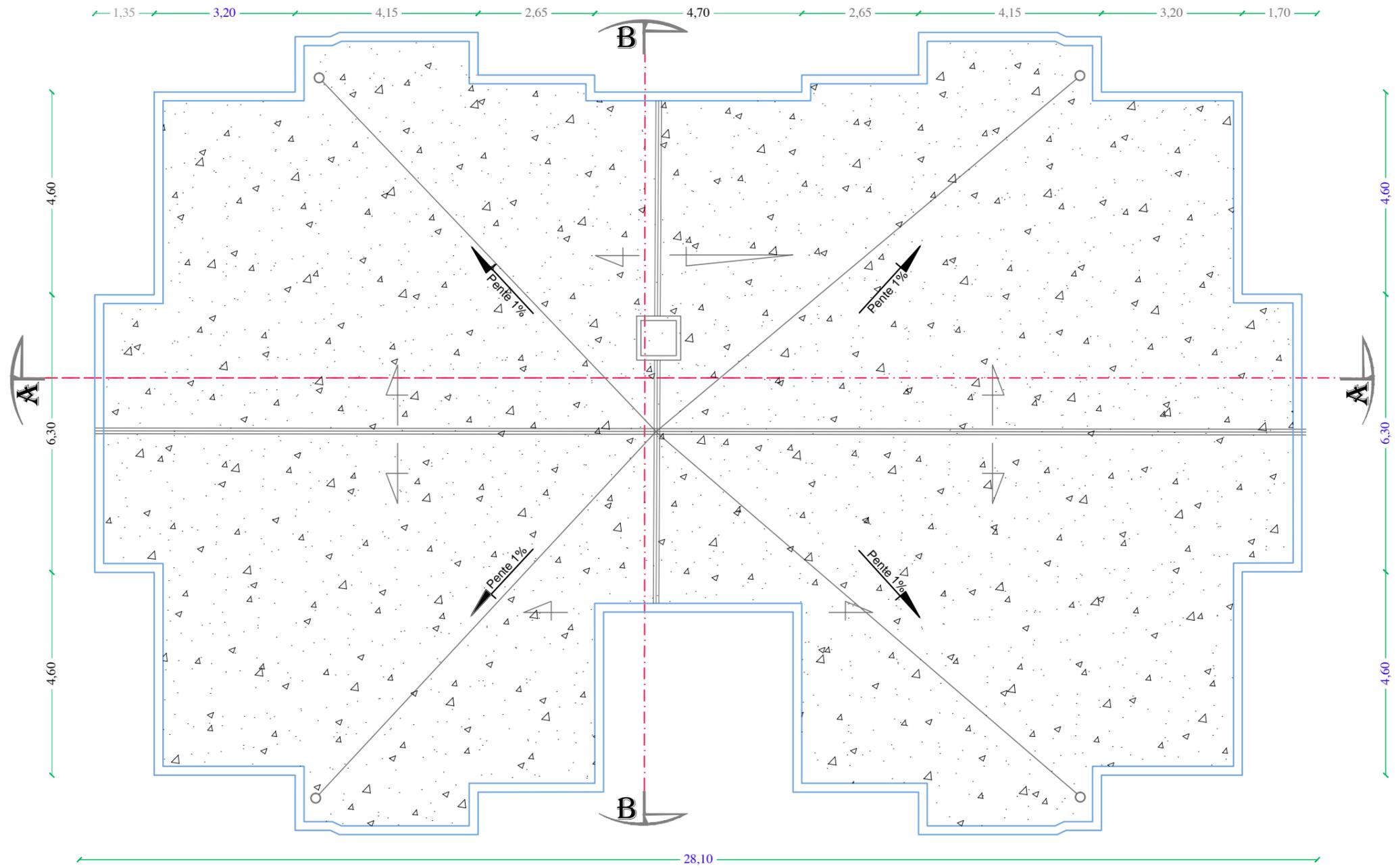
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya de: TIZI OUZOU
 Daïra de: DRAA BEN KHADA
 Commune de: DRAA BEN KHADA

PROJET: 100 Logements sociaux participatifs

Dossier : Architecture	Phase :	Plans de: Etage courant	
Maitre de l'ouvrage : OPGI DE TIZI OUZOU	Echelle : 1/50	Date : Décembre /2020	Planche N° : 2/22
	Dessiné par :	Vérifié par :	

INDICE	SIGNATURE	DATE	MODIFICATIF



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya de: TIZI OUZOU

Daira de: DRAA BEN KHADA

Commune de: DRAA BEN KHADA

--	--

PROJET: 100 Logements sociaux participatifs

Dossier :
Architecture

Phase :

Plans de:
Plan de toiture
Type A1&A2

Maitre de L'ouvrage :
OPGI DE TIZI OUZOU

Echelle :
1/50

Date :
Decembre /2020

Planche N° :
2/22

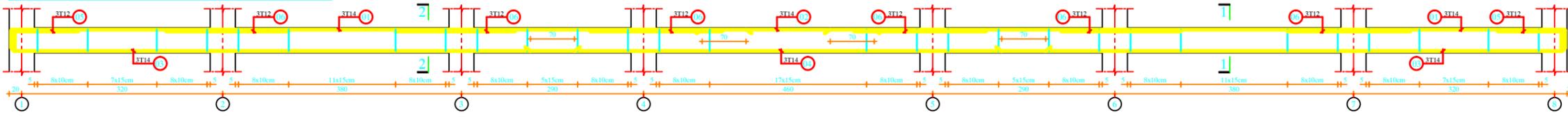
Dessiné par :

Vérifié par :

INDICE	SIGNATURE	DATE	MODIFICATIF

FERRAILLAGE POUTRES

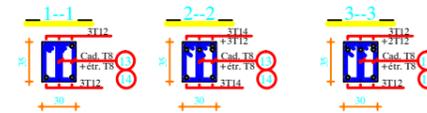
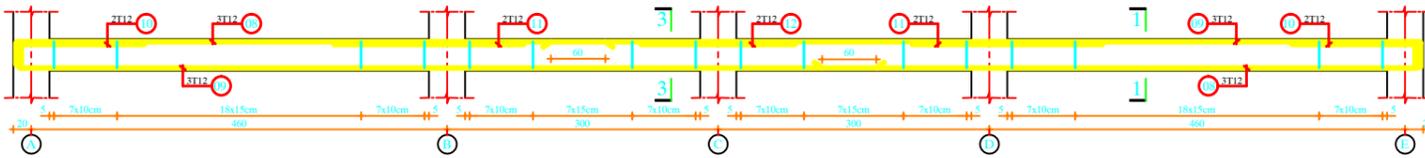
POUTRES FILES B-C-D & E TOUS LES NIVEAUX



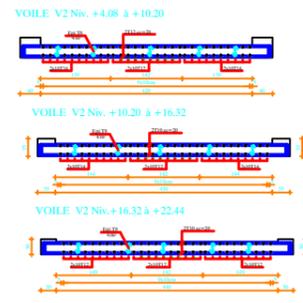
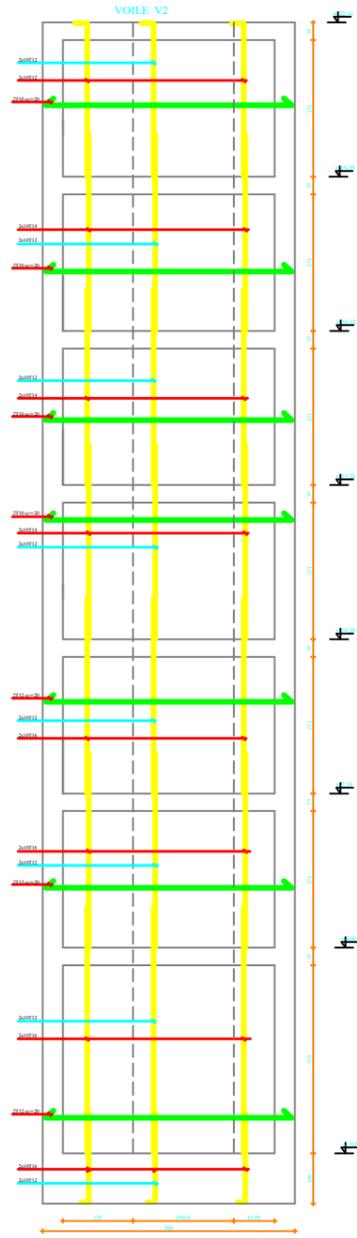
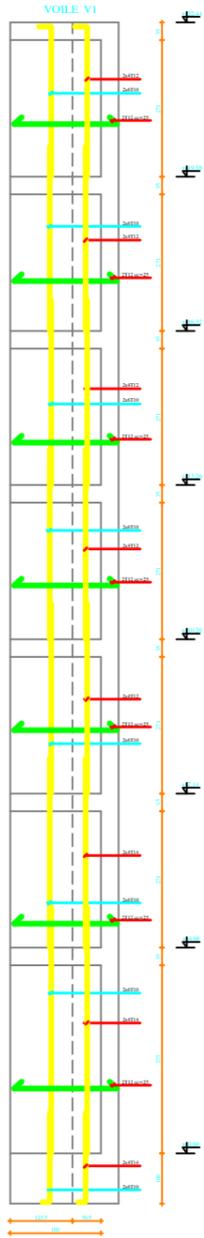
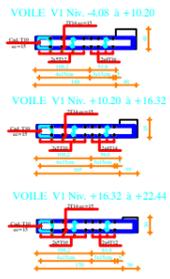
POUTRE FILE A TOUS LES NIVEAUX



POUTRES AXES 1 à 8 TOUS LES NIVEAUX



NOMENCLATURE DES ACIERS			
REP.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T14		12.00
02	T14		3.00
03	T14		9.30
04	T14		8.20
05	T12		1.40
06	T12		2.00
07	T14		10.85
08	T12		7.00
09	T12		10.00
10	T12		1.70
11	T12		2.10
12	T12		1.70
13	T8		1.25
14	T8		0.75



NOTATIONS ET SYMBOLES

1. Majuscules Romaines :

A (ou A_s ou A_l) : Aire d'une section d'acier (longitudinal)

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

E_s : Module de Young de l'acier.

E_{ij} : Module de Young instantané a l'âge de j jours.

E_{vj} : Module de Young diffère a l'âge de j jours.

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service.

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime.

N_{ser} : Effort normal de calcul de service.

N_u : Effort normal de calcul ultime.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

V_u : Effort tranchant de calcul ultime.

2. Minuscules Romaines :

a : Largeur d'un poteau.

a_0 (et b_0): Dimension d'une fondation.

b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau.

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre.

d (et d_0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton.

e : Excentricité de l'effort normal, Épaisseur d'une dalle.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.

g : Charge permanente unitaire.

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation.

i : Rayon de giration d'une section.

l : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau.

l_s : Longueur de scellement droite.

l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge permanente unitaire.

s_t : Espacement des armatures transversales.

u : Périmètre.

x : Abscisse.

y : Ordonnée.

3. Minuscules Grecs :

A : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient sans dimension en général (très utilise!) (Alpha).

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

ϵ_{bcma} : Déformations maximale du béton comprime (epsilon).

ϵ_{st} : Déformations des armatures tendues.

ϵ_{sc} : Déformations des armatures comprimées.

η : Coefficient de fissuration relatif a une armature (eta).

λ : Élançement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).

μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (mu).

μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.

ν : Coefficient de poisson (nu).

ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).

σ : Contrainte normale (sigma).

σ_{bcmax} : Contrainte maximale du béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.

τ : Contrainte tangente (tau).

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

τ_s : Contrainte d'adhérence.

Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.

Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).

4. Unités :

Les unités utilisées en béton arme sont celles du système international (USI) et leurs multiples
m, (cm, mm) : Longueur, dimension, portée.

cm² : Section d'acier.

m² : Section.

kN, (N, MN) : Charge ponctuelle.

kNm⁻¹, (Nm⁻¹, MNm⁻¹) : Charge linéique.

kNm^{-2} , (Nm^{-2} , MNm^{-2}) : Charge surfacique.

kNm^{-3} , (Nm^{-3} , MNm^{-3}) : Charge volumique.

kN m , (N m , MN m) : Moment.

MPa , (Pa , kPa) : Contrainte.

Une conversion bien utile : $1\text{MPa} = 1\text{MNm}^{-2} = 1\text{Nmm}^{-2} = 10^6 \text{Pa}$

Résumé

Ce projet de fin d'étude présente l'étude détaillée d'un bâtiment composé ou RDC + 6 étages, à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de Tizi ousou, classée selon le règlement parasismique Algérien comme zone de moyenne sismicité (II_a).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système de contreventement mixte (voile + portiques), le dimensionnement et le calcul de ferrailage sont établis conformément aux règlements en vigueur : BAEL91/99, RPA99/V2003, CBA93.

L'étude sismique et l'analyse du comportement dynamique de l'ouvrage est réalisée en utilisant le logiciel de calcul numérique ETABS 9.7.4.

ملخص

مشروع نهاية الدراسة هذا يقدم دراسة مفصلة لبناية مكونة من طابق ارضي + 6 طوابق ذات استعمال (سكني)، الواقعة بولاية تيزي وزو، مصنفة حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري كمنطقة زلزالية معتدلة (II_a).

استقرار هيكل البناء مضمون بواسطة نظام تقوية مختلط (جدران + هيكل أعمدة شاقولية وافقية)، تحديد ابعاد وتسليح هذه العناصر تم وفق المعايير والقوانين التالية BAEL91/99, RPA99/V2003, CBA93

الدراسة الزلزالية والتحليل الديناميكي للبناء تم بواسطة البرنامج الالي ETABS اصدار 9.7.4 .

Abstract

This final study project presents the detailed study of a building composed of ground floor + 6 floors, for multiple use habitation, located in the wilaya of Tizi ousou classified as a zone of medium seismicity (II_a) according to the Algerian earthquake regulations.

The stability is ensured by a mixed bracing system (wall + column-beam), their dimensioning and the calculation of their reinforcement are established in accordance with the regulations noms : BAEL91/99, RPA99/V2003, and CBA93.

The seismic study and analysis of the dynamic behavior of the structure is carried out using the digital calculation software ETABS 9.7.4.