

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2019



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2019

Mémoire de Master

2^{ème} Année

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+9) à usage administratif avec
un système
de contreventement mixte**

Nom et Prénom de l'étudiant :

Mazouzi Imad

Encadreur :

Mr. Abd Esslam Issam

Promotion Juillet 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à Mr

Abd esslam Issam et pour son encadrement et d'avoir accepté de nous guider dans ce travail

Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ce qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mon très cher père.

A ma très chère mère.

Pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour que je puisse atteindre le but que je me suis assigné.

Pour l'encouragement et l'aide qu'ils n'ont cessé de me prodiguer tout au long de mes études.

Je leur exprime ici toute mon humble reconnaissance et mon affection

A mes frères, A ma soeur et A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis, et à tous les étudiants du Master 2 Génie Civile (La promotion 2019).

A Tous mes professeurs ...

Pour vous je présente ce travail.

IMAD

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé, constituée d 09 étages et d'un rez-de-chaussée, réalisée dans le cadre de l'institution administrative.

Cette bâtiment se situe à **BIJAIA**, qui fait partie de la zone moyen Sismicité (zone IIa).

C'est une structure contreventée par des (voiles- portique), sa conception est faite conformément aux Règlement Parasismique Algérien (**RPA99-version 2003**) et les codes du béton armé (**CBA 93, BAEL 91**).

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysés Professional 2018**. L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type Radier nervuré suite à l'importance des charges transmise au sol d'assise.

Sommaire

Introduction.....	01
-------------------	----

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Description de l'ouvrage.....	02
I.2. Les caractéristiques géométriques de bâtiment	02
I.3. Conception de la structure du bâtiment	02
I.4. Hypothèse de calcul.....	04
I.5. Règles et normes de calcul.....	04
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	04
I.6.1.béton	04
I.6.2.acier.....	08
I.7. Action et sollicitations	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement et Descente de charge

II.1. Pré-dimensionnement	11
II.1.1. Introduction	11
II.1.2.1. Les poutres.....	11
II.1.2.1.1.Les poutres transversales (principales).....	11
II.1.2.1.2.Les poutres longitudinales (secondaires).....	12
II.1.2.2.Les poteaux	12
II.1.2.3.Les voiles.....	13
II.1.3.pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	14
II.1.3.1.Les plancher.....	14
II.1.3.2.Balcon	15
II.1.3.3.Les escaliers	15
II.1.3.4.L'acrotère	17
II.2. Descente de charge.....	18
II.2.1.Introduction.....	18
II.2.2. Rôle de descente de charge.....	18
II.2.3. Evaluation des charges et surcharge.....	18
II.2.3.1. Charge permanents.....	18

a) Plancher terrasse inaccessible.....	18
b) Plancher étage courant.....	19
c) Cloison double.....	19
d) Balcon.....	20
e) L'escalier.....	21
II.2.3.2. Surcharges d'exploitation.....	21
II.2.4. Descente de charge sur le poteau central	22

Chapitre III: Éléments secondaires

III.1.Introduction.....	27
III.2.Les planchers à corps creux.....	27
III.2.1. Méthode de calcul	27
III.2.2. Types des nervures.....	31
III.2.3. Détermination des sollicitations	31
III.2.4.calcul du ferrailage	50
III.2. L'acrotère	56
III.2.1.Introduction.....	56
III.2.2.Méthode de calcul.....	56
III.2.3.Evaluation des charges	56
III.2.4.Calcul des sollicitations	57
III.2.5.Calcul de Ferrailage.....	58
III.3. Les Escaliers	63
III.3.1. Définition	63
III.3.2. Etude de l'escalier	63
III.3.3. Combinaisons d'action.....	63
III.3.4 Calcul de Ferrailage.....	66
III.3.5.Calcul de la poutre palier.....	72
III.3.5.1. Introduction.....	72
III.3.5.2. Calcul de ferrailage.....	74
III.4. Les balcons.....	78
III.4.1. Evaluation des charges	78
III.4.2. Les combinaisons des charges	79
III.4.3. Calcul des sollicitations.....	79

III.4.4.Calcul de ferrailage	80
------------------------------------	----

Chapitre IV: Etude dynamique

IV.1. Etude au vent.....	84
IV.1.1. Introduction.....	84
IV.1.2. détermination de coefficient dynamique	84
IV.1.3. détermination de la pression dynamique de vent qdyn.....	85
IV.1.4.Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe.....	86
IV.1.5. Détermination des coefficients de pression intérieure Cpi	90
IV.1.6.Détermination du coefficient de pression de vent Cp	90
IV.1.7. Calcul de la pression due au vent	90
IV.1.8.Calcul des forces de frottement	91
IV.1.9.Détermination de la force résultante.....	92
IV.2. Etude sismique.....	94
IV.2. 1.Introduction	94
IV.2.2.Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques.....	94
IV.2.3. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale).....	96
IV.2.4. Distribution des Forces Sismiques.....	105
IV.2.5. Calcul Des Actions Sismiques (Selon Méthode Statique Equivalente)	107
IV.2.6. Vérification des déplacements	112
IV.2.7.Vérification au Renversement.....	116
IV.2.8.Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure.....	117
IV.2.9 .conclusion.....	120

Chapitre V: Etude des éléments structuraux

VI.1.Introduction.....	121
VI.2. Les combinaisons d'actions	121
VI.3. Ferrailage des éléments porteurs	122
VI.3.1. Ferrailage des poteaux	122
VI.3.2. Ferrailage des poutres	136
VI.3.3.Ferrailage des Voiles pleins.....	142
V-3.4. Ferrailage les Voiles avec ouverture	150

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	156
VI.2. Différents types de fondations	156
VI.3. Choix de type de fondation	156
VI.4. .Étude de sol	156
VI.5. Etude des fondations.....	157
VI.6. Calcul le Radier.....	159
VI.7. Vérifications de radier	161
VI.8. Ferrailage du radier.....	165
Conclusion	179

Liste des figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Fig.I.01. Diagramme de déformation-contrainte du béton à l'ELU.....	07
Fig.I.02. Diagramme conventionnel Déformation - Contrainte d'acier.....	09

Chapitre II : pré –dimensionnement et Descente de charge

Fig.II.01. La section de poutre principale.....	11
Fig.II.02. La section de poutre secondaire	12
Fig.II.03. coupe verticale d'un voile	13
Fig.II.04. Plancher à corps creux	14
Fig.II.05. schéma des poutrelles	15
Fig.II.06. schéma d'Escalier	16
Fig.II.07. schéma hyperstatique d'Escalier.....	16
Fig.II.08. schéma de L'acrotère	17
Fig.II.09. Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.....	18
Fig.II.10. Schéma d'un plancher étage courant.....	19
Fig.II.11. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses).....	19
Fig.II.12. Coupe horizontale du poteau G2.....	22
Fig.II.13. Coupe vertical du poteau G2.....	22

Chapitre III : Eléments secondaires

Fig. III.01. Types des nervures	31
Fig. III.02. Schéma de nervure type (1.).....	32
Fig. III 03. Schéma de nervure type (2).....	34
Fig. III.04. Schéma de nervure type (3).....	36
Fig. III.05. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de plancher terrasse (Type 3). 39	
Fig. III.06. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de plancher terrasse (Type 3)..45	
Fig. III.07. Section de ferrailage de poutrelle.....	50
Fig. III.08. Ferrailage de la dalle de comprissions.....	55
Fig. III.09. ferrailage de nervures.....	55

Fig. III.10. Schéma isostatique de l'acrotère.....	56
Fig. III.11. Coupe horizontal de l'acrotère.....	58
Fig. III.12. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	62
Fig. III.13. Schéma de volée de l'escalier.....	63
Fig. III.14. schéma statique de volée.....	64
Fig.III.15. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	72
Fig. III.16. Ferrailage de poutre palière.....	77
Fig. III.17. Schéma de balcons.....	88
Fig. III.18. Schéma statique de balcon.	79
Fig. III.19. ferrailage de balcon.....	83

Chapitre IV : Etude sismique

Fig. IV.01. Simulation de la force sismique	96
Fig. IV.02. Premier variante des voiles.....	99
Fig. IV.03. Premier mode de vibration.Vue 3D et vue en plan (Premier variante).....	100
Fig. IV.04. Deuxième mode de vibration.Vue 3D et vue en plan (Premier variante).....	100
Fig. IV.05. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).....	101
Fig. IV.06. Deuxième variante des voiles.....	102
Fig. IV.07. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).....	103
Fig. IV.08. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante)...	104
Fig. IV.09. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante)...	104

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

Fig.V.01. section de poteau.....	132
Fig.V.02. Coupe de ferrailage de section de poteau	135
Fig.V.03. Ferrailage de la poutre principale.....	141
Fig.V.04. Ferrailage de la poutre secondaire.....	141
Fig.V.05. disposition des voiles	146
Fig.V.06. Ferrailage de la voile pleins.....	150
Fig.V.07. Ferrailage du Linteau.....	155

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure: VI

Fig. VI.01. Schéma de radier	158
Fig. VI.02. Ferraillage de débord de radier.....	169
Fig. VI.03. ferraillage des nervures.....	177
Fig. VI.04. ferraillage de radier.....	178

Liste des Tableaux

Tableau.II.01. Charges permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.....	18
Tableau.II.02. Charges permanents revenant au plancher d'étage courant.....	19
Tableau.II.03. Charges permanents de cloison double.....	20
Tableau.II.04. Charges permanents des balcons inaccessible.....	20
Tableau.II.05. Charges permanents des balcons accessible.....	20
Tableau.II.06. Charges permanents de palier.....	21
Tableau.II.07. Charges permanents de paillasse.....	21
Tableau.II.08. Surcharges d'exploitation.....	21
Tableau.II.09. Descente des charges sur Poteau centrale.....	24
Tableau III.01. Le résultat de sollicitations (type 1 terrasse d'ELU).....	45
Tableau III.02. Le résultat de sollicitations (type 2 terrasse d'ELU).....	45
Tableau III.03. Le résultat de sollicitations (type 3 terrasse d'ELU).....	46
Tableau III.04. Le résultat de sollicitations (type 1 terrasse d'ELS).....	46
Tableau III.05. Le résultat de sollicitations (type 2 terrasse d'ELS).....	46
Tableau III.06. Le résultat de sollicitations (type 3 terrasse d'ELS).....	47
Tableau III.07. Le résultat de sollicitations (type 1 d'étage courant d'ELU).....	48
Tableau III.08. Le résultat de sollicitations (type 2 d'étage courant d'ELU).....	48
Tableau III.09. Le résultat de sollicitations (type 3 d'étage courant d'ELU).....	48
Tableau III.10. Le résultat de sollicitations (type 1 d'étage courant d'ELS).....	49
Tableau III.11. Le résultat de sollicitations (type 2 d'étage courant d'ELS).....	49
Tableau III.12. Le résultat de sollicitations (type 3 d'étage courant d'ELS).....	49
Tableau III.13. Résultats final de sollicitations.....	50
Tableau III.14. Résumé des Moments et Effort Tranchants.....	66
Tableau III.15. Tableau récapitulatif ELU.....	67
Tableau III.16. Résultat de vérification ELS.....	67
Tableau III.17. Résumé de calcul ELS.....	67
Tableau.III.20. Evaluation des charges –balcon-.....	80
Tableau IV.1. valeurs des pénalités P_q	98
Tableau IV.2. Périodes et factures de participation massique modale (Premier variante).....	99

Tableau IV.3. Périodes et factures de participation massique modale (deuxième variante)	102
Tableau IV.4. Distribution des forces sismiques (sens-x) au niveau de chaque étage.....	105
Tableau IV.5. Distribution des forces sismiques (sens-y) au niveau de chaque étage.....	105
Tableau IV.6. coefficient d'accélération de zone A.....	107
Tableau IV.7. Valeurs de ξ (%).....	108
Tableau IV.8. Le poids total de la structure.....	110
Tableau IV.9. Tableau récapitulatif.....	110
Tableau IV.10. Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal.....	113
Tableau IV.11. Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal.....	114
Tableau IV.12. Vérification à l'effet (P- Δ) <Sens Longitudinal >.....	115
Tableau IV.13. Vérification à l'effet (P- Δ) <Sens Transversal >.....	115
Tableau IV.14. Le moment de Renversement provoqué par effort sismique sens xx.....	116
Tableau IV.15. Le moment de R Renversement provoqué par effort sismique sens yy.....	117
Tableau IV.16. Caractéristiques Massique de la Structure.....	119
Tableau IV.17. L'excentricité Accidentelle des Etages.....	119
Tableau.V.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	123
Tableau.V.2. Le résultat de sollicitations.....	124
Tableau.V.3. Tableau récapitulatif.....	131
Tableau.V.4. Les résultats de poteau plus sollicité.....	135
Tableau.V.5. Le résultat de Combinaison E.L.U.....	137
Tableau.V.6. Vérification ELS.....	137
Tableau.V.7. Tableau récapitulatif (en travée).....	138
Tableau.V.8. Le résultat de Combinaison (G + Q + E).....	138
Tableau.V.9. Tableau récapitulatif (Sur appuis).....	138
Tableau.VI.1. Vérification au renversement du au séisme.....	163
Tableau VI.2. Résultats de calcul de la stabilité du radier.....	163
Tableau VI.3. Résultats de vérification au non soulèvement.....	163
Tableau VI.4. les moments en travée et sur appui.....	165
Tableau VI.5: Tableau récapitulatif ELU.....	167
Tableau VI.6: Tableau récapitulatif ELS.....	168

Tableau VI.7: Tableau récapitulatif ELU et ELS.....	170
Tableau VI.8. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal (ELU).....	171
Tableau VI.9. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal (ELS).....	172
Tableau VI.10: Sollicitations de la nervure dans le sens transversal (ELU).....	172
Tableau VI.11: Sollicitations de la nervure dans le sens transversal (ELS).....	173
Tableau VI.12: Tableau récapitulatif.....	175

Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

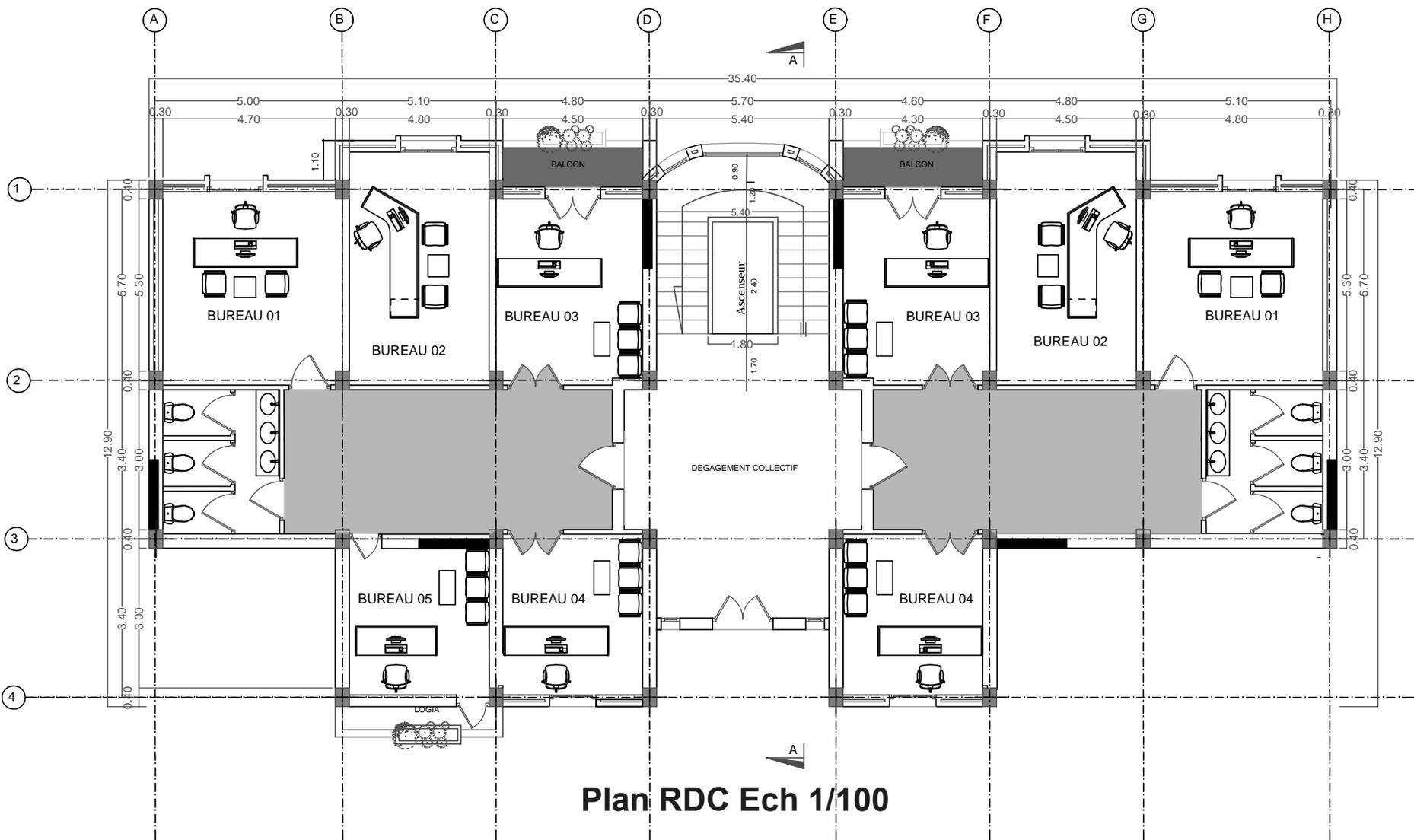
Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

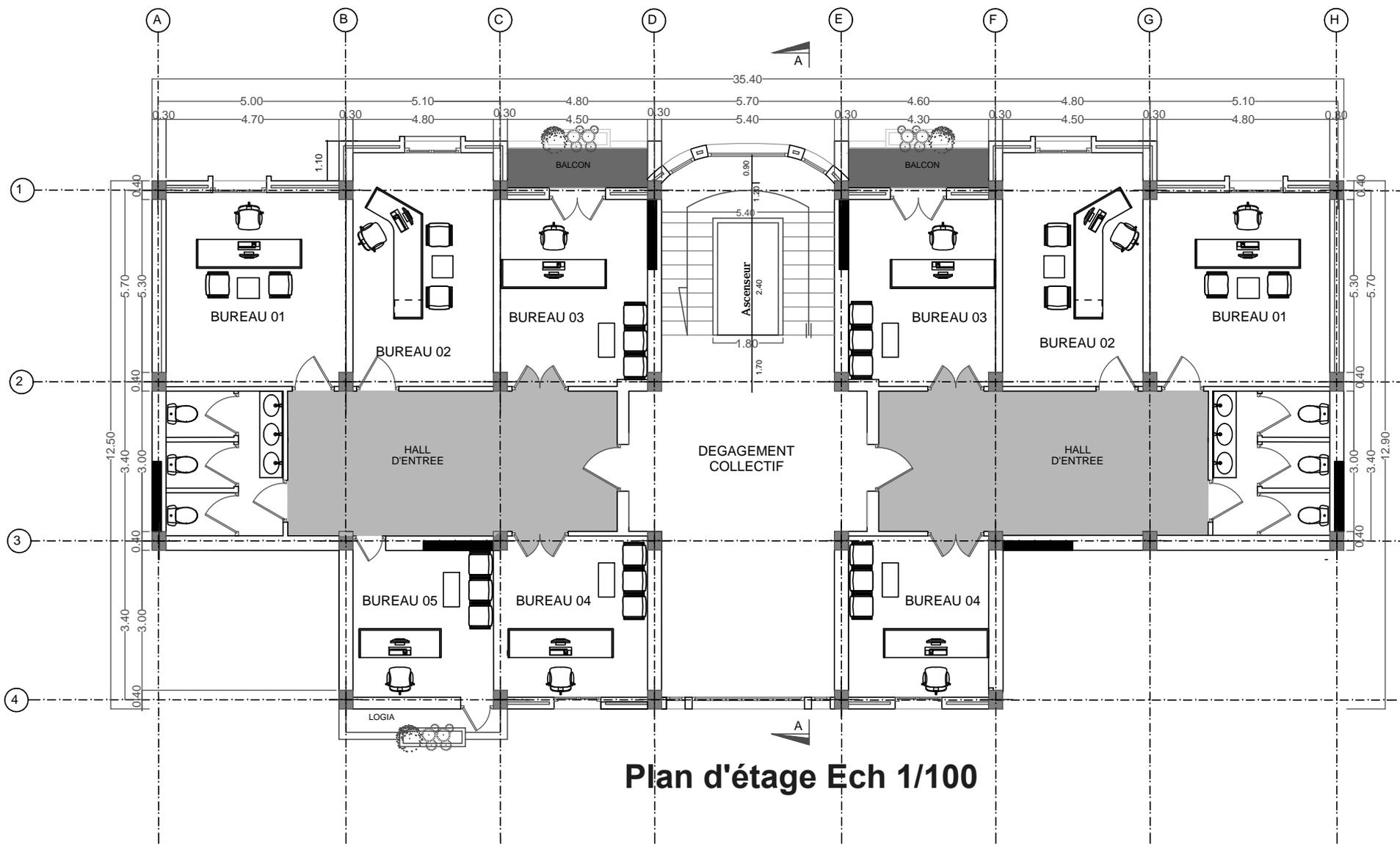
Le règlement parasismique Algérien définit des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

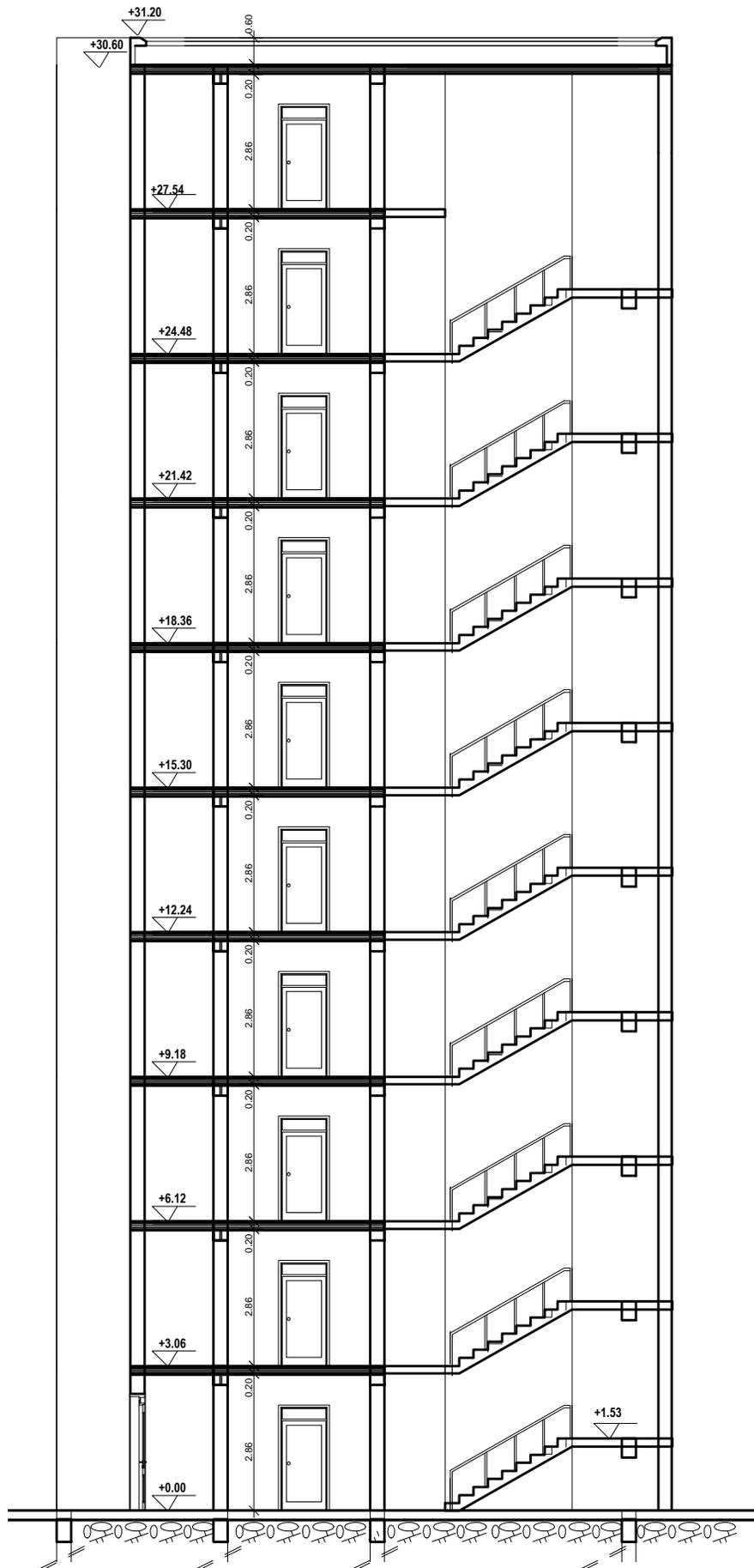
La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion..) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**CBA93, BAEL91 modifié 99, RPA99V2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

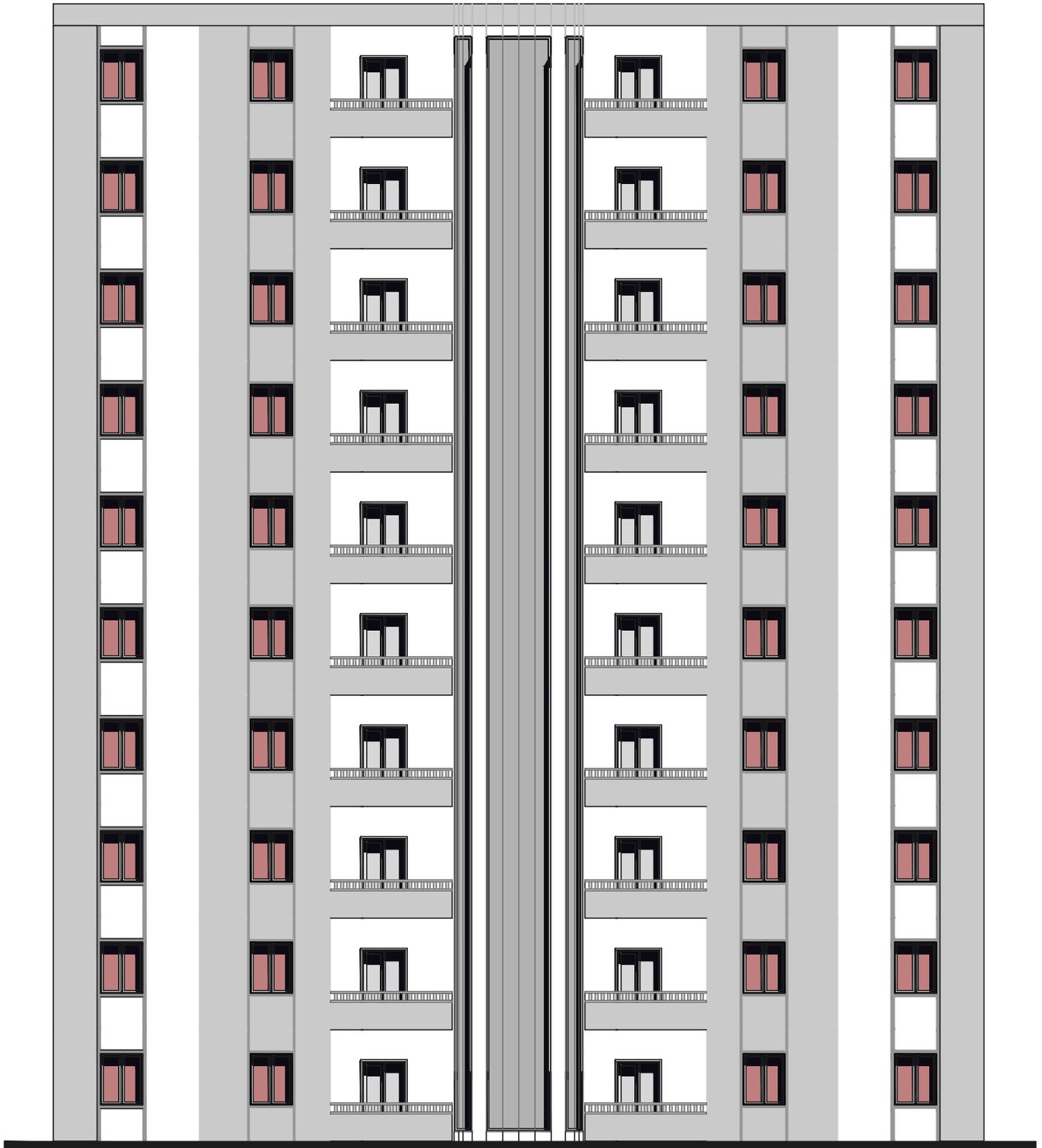


Plan RDC Ech 1/100





Coupe A.A Ech 1/100



Façade postérieure Ech 1/100

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I. Présentation du projet :

I.1. Description de l'ouvrage:

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment (R+9) à usage administratif. Le contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques, le bâtiment est implanté à BIJAIA, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de moyenne Sismicité (zone IIa).

I.2. dimensionné géométriques de bâtiment :

En élévation :

- Hauteur du RDC-----3.06m.
- Hauteur étage courant-----3.06m.
- Hauteur acrotère-----0.60m.
- Hauteur totale (sans acrotère) -----30.60m.
- Hauteur totale (avec acrotère) -----31.20m.

En plan :

- Longueur en plan-----35.40m.
- Largeur en plan-----12.90m.

I.3. Conception de la structure du bâtiment :

a-Plancher

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

- Absence des charges concentrées importante sur le plancher.
- Ces dalles sont plus légères que la dalle pleine.
- Nécessite peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonique.
- Raison économique.

b-Poutres

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaires).

c-Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

d-Escalier

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 9ième étages. Ils sont consistés de paliers et paillasse en béton arme coulés sur place .

e-Les murs

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

f-Revêtement

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

g- Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

h- Cage d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I-Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels .Le système de fondation doit être homogène.

j-Type de coffrage utilisé

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I.4. Hypothèse de calcul :

- Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :
- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$.

I.5. Règles et normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques algériennes (**RPA 99.V 2003**).
- **CBA 93** (Code du Béton Armé).
- Les règles **BAEL 91** (Béton Armé aux États Limites).
- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR-B.C 2.2**).

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les éléments porteurs du bâtiment sont construits en béton armé

LE BETON ARME =BETON+ACIERS

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents :

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

Les matériaux retenus doivent présenter une résistance à la traction et au cisaillement suffisante ainsi qu'une ductilité, leur permettant de conserver leur caractéristique mécanique sous les déformations consécutives aux mouvements sismiques. Les assemblages sont conçus de manière à ne pas présenter de points faibles.

I.6.1. Béton :

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

I.6.1.1. Composition du béton :

Pour obtenir une résistance à 28 jours de **25 Mpa**, on utilisera pour **1m³** de béton les composants suivants :

- **Ciment**

Le ciment est un liant, une matière pulvérulente, formant avec l'eau ou avec une solution saline une pâte homogène et plastique, capable d'agglomérer, en durcissant, des substances variées appelées agrégat ou granulats.

Le ciment utilisé est un CPJ 42.5, le dosage pour les éléments de la superstructure est de 350 Kg/m³.

- **Sable**

Le sable est un matériau granulaire constitué de petites particules provenant de la désagrégation d'autres roches dont la dimension est comprise entre 0 et 5 mm. Le dosage du Sable : 400 litre/m³

- **Gravier**

Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 7 et 25 à 30mm.

Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Le dosage granulats 7/25: 800 litre/ m³.

- **Le dosage de l'Eau est de 175 l/m³**

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2400 Kg/m³.et 2500 Kg/m³.

I.6.1.2. Résistance du béton à la compression :

Elle est représentée par le symbole **f_c** et obtenue en écrasant des éprouvettes cylindrique sou cubiques. Le B.A.E.L opte pour des éprouvettes cylindriques droites de révolution de 200 cm² ($\Phi = 16\text{cm}$) de section et une hauteur double du diamètre (32cm).

La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivante :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ Pour } f \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \text{ Pour } f > 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} j < 28 \text{ jours}$$

f_{cj} : La résistance à la compression à j jour.

f_{c28} : La résistance à la compression à 28jour ; On appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

On peut alors évaluer la valeur de f_{cj} par la première formule ci-dessus

Pour $28 < j < 60$, avec $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ pour $j \geq 60$.

I.6.1.3. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

I.6.1.4. Modules de déformation longitudinal :

On distingue les modules de Young instantané et E_{II} différé E_{vJ} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

- Le module de déformation longitudinale instantané E_{II}

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours. Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

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

- Le module de déformation longitudinale différé E_{vJ}

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donnée par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

-Coefficient de Poisson:

Coefficient de Poisson du béton est pris égal à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations et à 0,2 pour le calcul des déformations.

I.6.1.5.Contraintes limites :

Selon le BAEL on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime **E.L.U**
- Etat limite de service **E.L.S**

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cessera d'être en cas de modification défavorable d'une action et dans ce cas la structure ne répond plus à la fonction pour lesquelles elle est conçue, on distingue deux états limites.

- **Etat limite ultime E.L.U**

Pour la vérification à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit «parabole- rectangle», et dans un but de simplification, en utilisant

le diagramme rectangulaire.

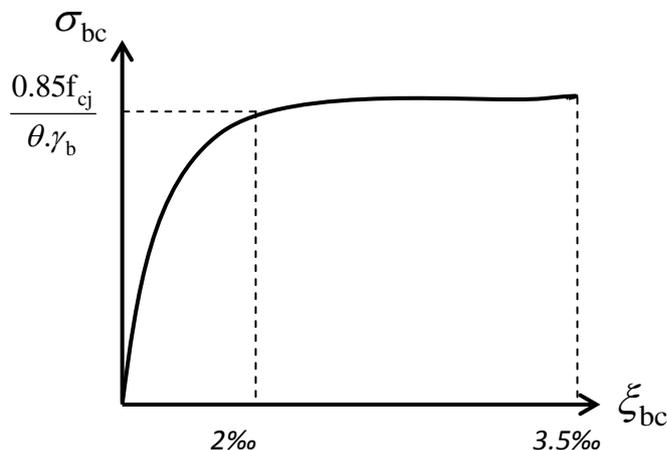


Fig I .1. Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.U

$$\xi_{bc} = 2 \text{‰} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Le coefficient θ est fixé à 1 puisque la durée probable d'application de la combinaison

d'action considérée est supérieur à 24 h.

et à : 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h .

et à : 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h .

0,85 : est un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance .

γ_b : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

$\gamma_b = 1.15$Pour les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1.5$Pour les autres cas.

$$\text{On a alors : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1.15 (\text{action courante}) \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 18.50 \text{MPa} .$$

$$\gamma_b = 1.5 (\text{action accidentelle}) \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 14.20 \text{MPa} .$$

- **Etat limite de service E.L.S**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est: $\sigma_b = 0.6 f_{c28}$.

I.6.2.Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa résistance à la traction. Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances (Fe E215 ; Fe E235) correspondant à des limites d'élasticité de 215MPa et 235MPa. Pour les barres à haute adhérence les nuances sont (FeE400 ; Fe E500) correspondant à des limites d'élasticité de 400MPa et 500Mpa.

I.6.2.1. Diagramme déformation-contrainte: (BAEL91 A 2.2.2) :

Dans les calculs de béton armé aux états limites on remplace le diagramme réel par un diagramme conventionnel et on introduit un coefficient de sécurité γ_s ayant les valeurs suivantes :

- $\gamma_s = 1,15$ (cas courants)
- $\gamma_s = 1$ (combinaisons accidentelles)
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$ si $\gamma_s = 1,15$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$ si $\gamma_s = 1,00$

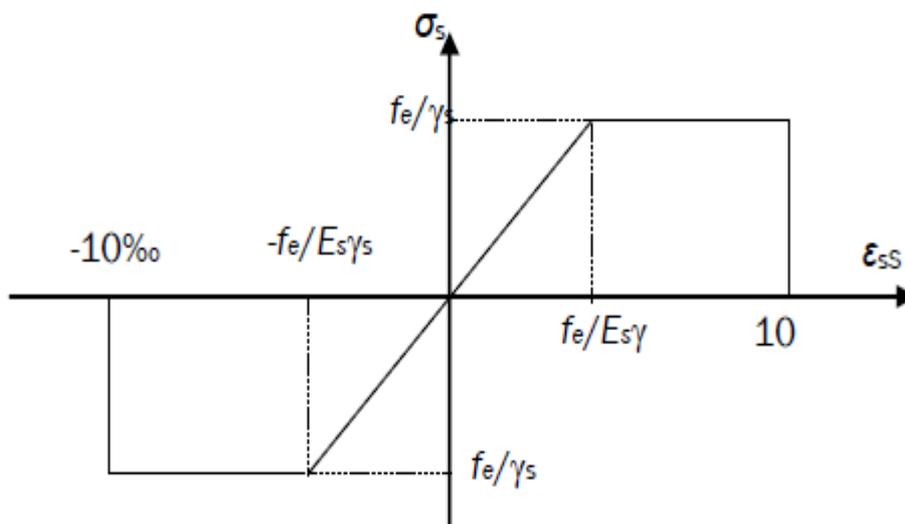


Fig. I.2. Diagramme conventionnel Déformation - Contrainte d'acier.

I.6.2.2. Vérification des armatures à l'état limite de service :

- En fissuration préjudiciable pas de vérification
- En fissuration préjudiciable : il faut que
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{ij} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{ij} \right)$.
- fissuration peu préjudiciable : $\sigma_{st} = f_e$

η : coefficient de fissuration (=1 pour les RL, =1.6 pour les HA).

I.7. Action et sollicitations:

I.7.1 .Les Actions :

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.)

- **Les actions permanentes**, notées **G**, sont celles dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Les actions permanentes comprennent notamment le poids propre de la structure, celui des équipements fixes de toute nature (par exemple cloisons des bâtiments), les efforts (poids, poussées, pressions) dus à des terres ou liquides dont les niveaux varient peu, les efforts dus aux déformations imposées en permanence à la construction. La masse volumique du béton armé est prise égale à 2,5 t/m³.
- **Les actions variables**, notées **Q**, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Il s'agit des charges suivantes :
 - Charges climatiques (neige et vent)
 - Effets thermiques
 - Charges d'exploitation (ratio d'utilisateurs, de véhicules, etc.) classées par durée d'application (provisoire, longue durée)
- **Les actions accidentelles**, notées **FA**, provenant de phénomènes rares, tels que séismes ou chocs.

I.7.2 .Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal **N**, effort tranchant **T**) et les moments (moment de flexion **M_f**, moment de torsion **M_t**) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées. Les sollicitations sont calculées après combinaisons des actions, en retenant le cas le plus défavorable.

I.7.3 .Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour les sollicitations de calcul sont les suivantes :

- Les combinaisons des états limites ultimes,
- Les combinaisons des états limites de service.

Chapitre II:

Pré-dimensionnement

Et Descente de charge

II. Pré-dimensionnement:

II.1. pré-dimensionnement des éléments:

II.1.1.Introduction:

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), (BAEL 91) et au (CBA 93).

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs dans la structure, comportant:

- Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).
- Eléments secondaires : ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, l'acrotère, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

II.1.2. Pré-dimensionnement des éléments principaux :

II.1.2.1.Les poutres:

II.1.2.1.1.Les poutres transversales (secondaires):

Condition de la portée: (règle empirique)

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} ; L_{\max} = 530 \text{ cm.}$$

$$h = \left(\frac{530}{15} \div \frac{530}{10} \right)$$

$$h = (35.33 \div 53) \text{ cm} \quad ; \text{ On prend: } h = 40 \text{ cm.}$$

$$b = (0,3; 0,6) h = (12; 24) \quad ; \text{ On prend: } b = 30 \text{ cm.}$$

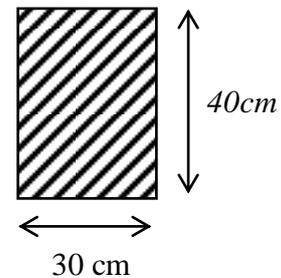


Fig II.1. :La section de poutre secondaire.

Condition de RPA 99 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.3 < 4 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

Donc les conditions de RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre transversale égale à $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.1.2.1.2. Les poutres longitudinales (principales):

Condition de la portée : (règle empirique)

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} ; L_{\max} = 540 \text{ cm.}$$

$$h = \left(\frac{540}{15} \div \frac{540}{10} \right)$$

$$h = (36 \div 54) \text{ cm} \quad ; \text{ On prend: } h = 45 \text{ cm.}$$

$$b = (0, 3; 0, 6) h = (13,5; 27) \quad ; \text{ On prend: } b = 30 \text{ cm.}$$

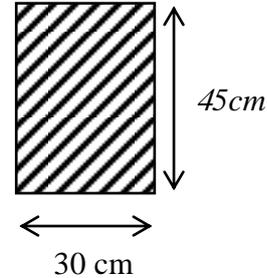


Fig II.2. : La section de poutre principale.

Condition de RPA 99 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

Donc les conditions de RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre longitudinales égale à $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

II.1.2.2. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations

On dimensionne la section du poteau comme suit :

Selon les règles (BAEL) on a :

$$l_f = 0.7 \times h_0$$

h_0 = la hauteur d'etage

$$l_f = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ m}$$

$$\text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i} \quad \lambda_y = 3.46 \times \frac{l_f}{h_i}$$

b_i : parallèle à l'axe x

h_i : parallèle à l'axe y

$$h_i = b_i \geq 3.06 \times \frac{l_f}{70} \Rightarrow b_i \geq \frac{3.46 \times 214.2}{70} = 10.58 \text{ cm}$$

$$h_i = b_i \geq 10.58 \text{ cm}$$

Donc on adopte une section de $(55 \times 55) \text{ cm}^2$

Selon les règles (RPA99/v.2003) : dans la zone (IIa)

$$\text{Min}(b_i; h_i) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 55 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\text{Min}(b_i; h_i) \geq \frac{h_0}{20} = 306 - 40 / 20 = 13.3 \text{ cm} \rightarrow 55 \text{ cm} > 13.3 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend un poteau de section $(55 \times 55) \text{ cm}^2$

II.1.2.3. Les voiles :

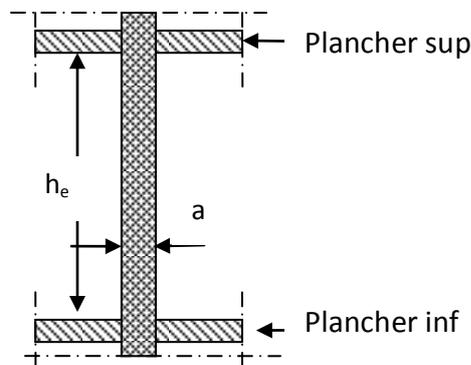


Fig II.3. : coupe verticale d'un voile

Les voiles sont définis comme étant pleins. Les charges prises en compte dans le pré-dimensionnement des voiles sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

D'après le RPA 99 (article 7.7.1), les voiles doivent satisfaire la condition :

$$L \geq 4a$$

Où « a » est l'épaisseur du voile. Le cas échéant, le voile n'est plus considéré comme tel, mais comme étant un élément linéaire.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

$$h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86 \text{ m}$$

$$a \geq h_e / (25 \div 20)$$

$$a \geq (11.44 \div 14.30); \text{ on prend : } a = 20 \text{ cm.}$$

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA 99, est de $a_{\min} = 20 \text{ cm}$.

II .1.3.pré-dimensionnement des éléments secondaires:

II .1.3.1.Les planchers :

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

Condition de flèche :BAEL91 (art B.6.8, 424).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins

$$\text{Égal à } L/22.5 \quad \longrightarrow \quad h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : est la plus grande portée parallèle au poutrelle.

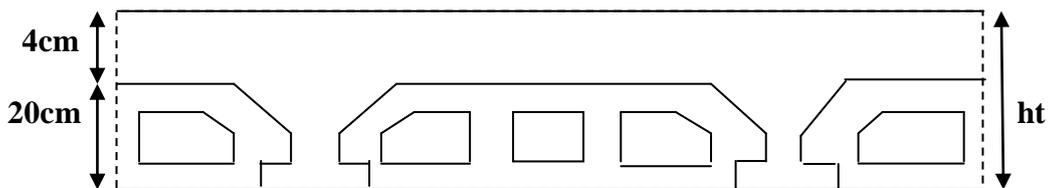
h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = 530 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{530}{22.5} \quad h_t \geq 23.55 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 24 \text{ cm} : \begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$$



FigII.4. : Plancher à corps creux

- **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Détermination de b_0 :

$$\text{On a : } 0.4 \times h_t \leq b_0 \leq 0.8 \times h_t$$

$$0.4 \times 24 \leq b_0 \leq 0.8 \times 24$$

$$9.6 \leq b_0 \leq 19.2 \quad , \text{soit: } b_0 = 10 \text{ cm}$$

Détermination de la largeur de la table de compression:

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

$$b_1 = \min[(L_n/2; L/10]$$

$$b_1 = \min [55/2; 540/10]$$

$$b_1 = 27.5$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

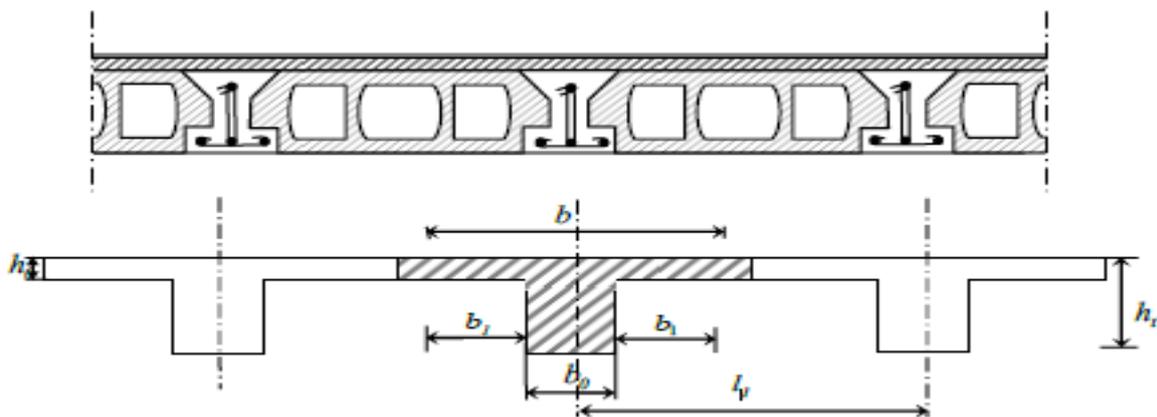


Figure II.5.schéma des poutrelles.

II .1.3.2.Balcon :

Le balcon est d'une dalle pleine encasté dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \quad \text{on a : } L = 1.10 \text{ m}$$

$7.33 < e < 12.5 \text{ cm}$ On prend une épaisseur de : 15cm.

II .1.3.3.Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

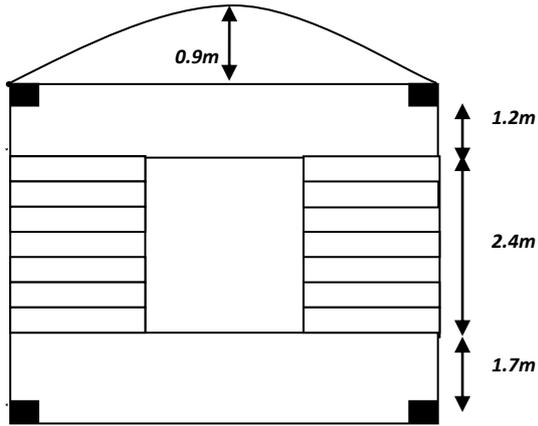


Fig.II.6. schéma d'Escalier.

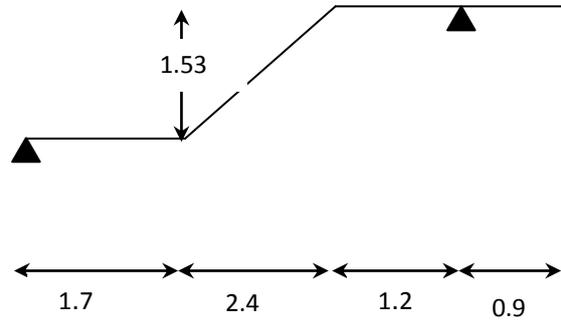


Fig.II.7 Schéma statique

h : hauteur de contre marche

g : largeur de marche (giron).

Pratiquement : la hauteur h : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

La largeur g : $25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$.

On prend : $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$.

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$2.h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ (c.v)}$$

- Nombre de contre marche : $n = H/h$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche.

$$n = 306/17 = 18 \text{ contre marche.}$$

- Longueur de la volée :

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm.}$$

- Inclinaison de la paillasse :

$$\tan(\alpha) = H' / L'$$

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

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

$$\tan(\alpha)=1.53/2.4 \Rightarrow \alpha = 32,52$$

- Longueur de la paillasse est : $L_p=1.53/ \sin\alpha \Rightarrow L=2.85 \text{ m}$
- Epaisseur de la paillasse :

Condition de flèche :

$$L_T=L_1+L_2+L_3 \Rightarrow L_T=1.7+1.2+2.85=5.75$$

$$L/40 < e < L/30 \Rightarrow 575/40 < e < 575/30$$

$$e = (14.37 \div 19.16) \text{ cm.} \Rightarrow e = 17 \text{ cm.}$$

II .1.3.4.L'acrotère :

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

Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60 \text{ cm}$.

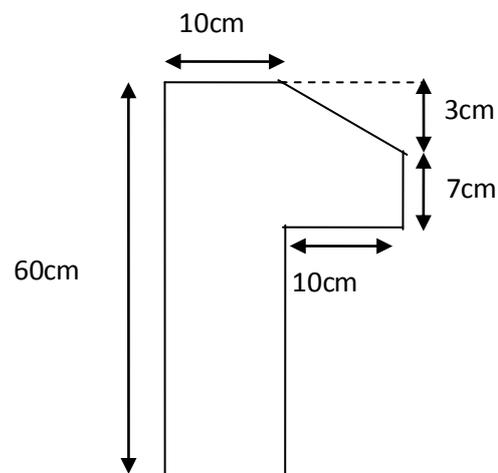


Fig.II.8.schéma de L'acrotère.

Surface:

$$St = (0.10 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$$

II.2. Descente de charge :

II.2.1.Introduction:

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

II.2.2. Rôle de descente de charge :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.2.3. Evaluation des charges et surcharge :

II.2.3.1. Charge permanents :

a) Plancher terrasse inaccessible :

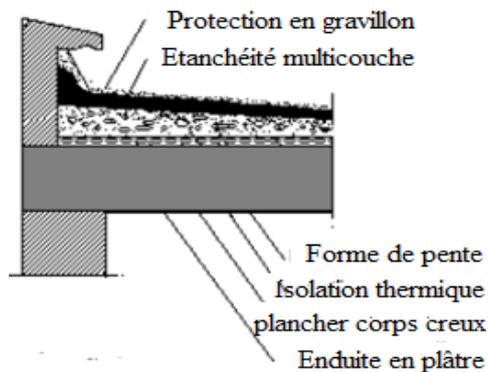


Figure. II.9. Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.

- Les différentes couches et leurs poids sont dans le tableau suivant:

Couche	e (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Protection gravillon	0.04	20	0.80
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.10	22	2.20
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher en corps creux	0.24	-	3.20
Enduite en plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente G_T			6.63

Tableau.II.01. Charges permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.

b) Plancher étage courant:

Les différentes couches et leurs poids sont dans le tableau suivant:

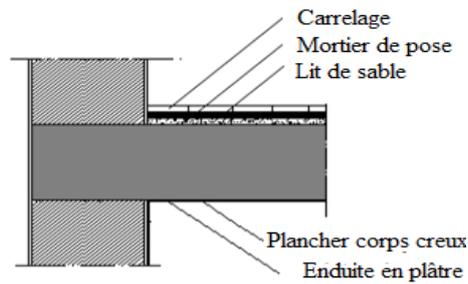


Figure.II.10.: Schéma d'un plancher étage courant.

- Les différentes couches et leurs poids sont dans le tableau suivant:

Couche	e(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{kN/m}^2)$
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Plancher en corps creux	0.24	-	3.20
Enduite en plâtre	0.015	10	0.15
Cloisons	-	-	1.00
Charge permanente G_T			5.69

Tableau.II.02.Charges permanents revenant au plancher d'étage courant.

c) Cloison double :

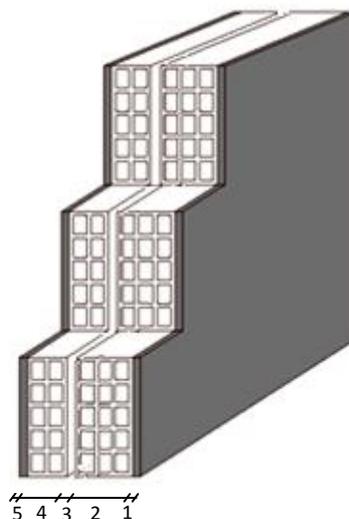


Figure.II.11. Mur double cloison.

- les charges permanentes dues aux murs extérieurs sont donnés dans le tableau suivant:

Couche	e (m)	ρ (KN/m ³)	G(kN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Briques creuses	0.10	-	0.90
Lame d'air	0.05	-	0.00
Briques creuses	0.15	-	1.30
Mortier de ciment extérieur	0.02	20	0.40
Charge permanente G_T			3.02

Tableau.II.03.Charges permanents de cloison double.

d) Balcon:

Couche	e (m)	ρ (KN/m ³)	G(kN/m ²)
Protection gravillon	0.04	20	0.80
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.10	22	2.20
Isolation thermique	0.04	4	0.16
dalle pleine	0.15	25	3.75
enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente G_T			7.30

Tableau II.04.Charges permanents des balcons inaccessible.

Couche	e (m)	ρ (KN/m ³)	G(kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
dalle pleine	0.15	25	3.75
enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente G_T			5.36

Tableau.II.05.Charges permanents des balcons accessible

e) L'escalier :

A. Palier:

Couche	ρ (KN/m ³)	e(m)	G(KN/m ²)
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0,02	0.40
Poids propre de palier	25	0.17	4.25
Enduit ciment	18	0,015	0.27
G_T			5.32

TableauII.06. Charges permanents de palier.

B. Paillasse:

	ρ (KN/m ³)	e(m)	G(KN/m ²)
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0,02	0.40
Poids des marches	22	0.17/2	1.87
Poids de Paillasse:	25	0,17/ cos α	5.04
Enduit ciment	18	0,015	0.27
G_T			7.98

TableauII.07. Charges permanents de paillasse.

II.2.3.2.Surcharges d'exploitation:

Surcharges d'exploitation sont données par le tableau suivant:

Zone	Q (kN/m ²)
Terrasse	1.00
Niveau courant (bureau)	2.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50

TableauII.08. Surcharges d'exploitation.

II.2.4.Descente de charge sur le poteau(G2) :

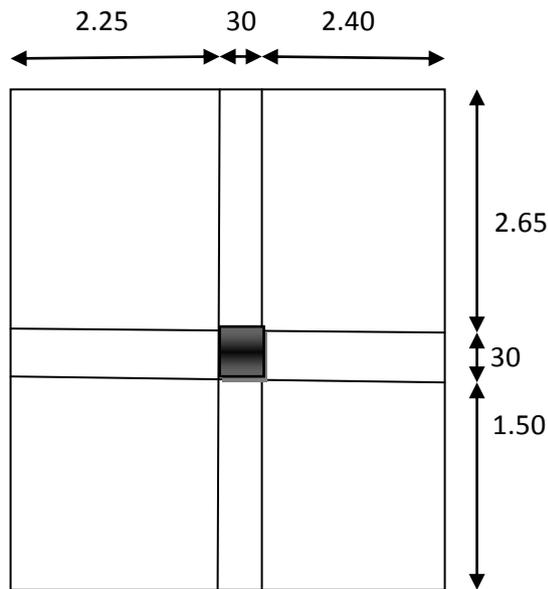


Fig.II.12.Coupe horizontale du poteau G2.

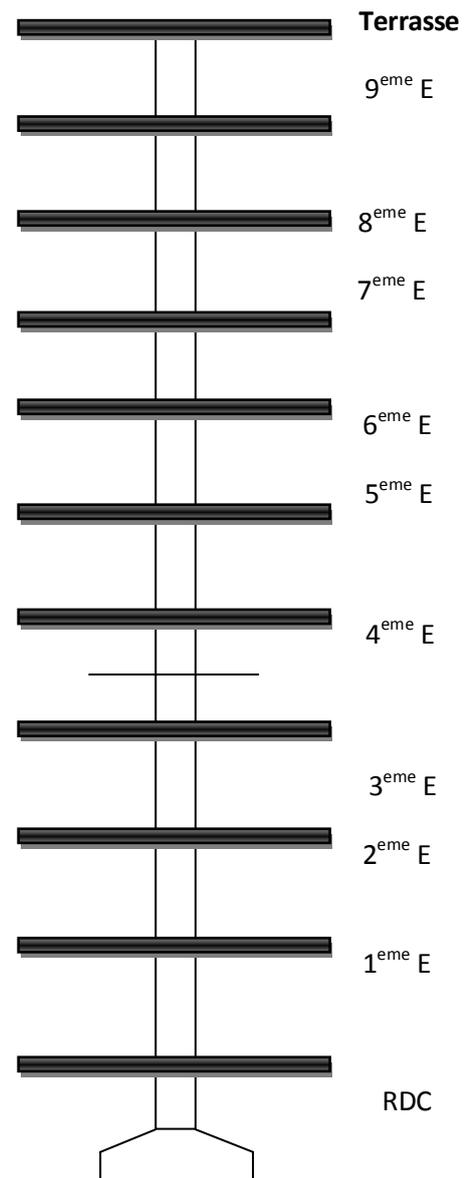


Fig.II.13.Coupe verticale du poteau G2

▪ **Surface afférent :**

$$S_{Q \text{ Terrasse}} = [(2.25+0.3+2.4) \times (2.65+0.3+1.50)] = 22.03 \text{m}^2.$$

$$S_{G \text{ Terrasse}} = [(2.25+2.4) \times (2.65+1.50)] = 19.30 \text{m}^2.$$

$$S_{Q \text{ Étage}} = [(2.25+0.3+2.4) \times (2.65+0.3+1.50)] = 22.03 \text{m}^2.$$

$$S_{G \text{ Étage}} = [(2.25+2.40) \times (2.65+1.50)] = 19.30 \text{m}^2$$

• **Tableau descente des charges :**

Niveau	Elément	G (daN)	Q (daN)
1-1	Plancher Terrasse: 663×19.30 Poutre. p : [(2.25+2.4) ×0,3×0,45 ×2500] Poutre. s :[(2.65+1.5) ×0,3×0,40×2500]	12795.9 1569.375 1245	22.03×100=2203
2-2	Poteau: 3,06×0,55×0,55×2500 Sous total	2314.125 17924.4	2203
3-3	Plancher EC: 569×19.30 Poutre. p : [(2.25+2.4) ×0,3×0,45 ×2500] Poutre. s :[(2.65+1.5) ×0,3×0,40 ×2500]	10981.7 1569.375 1245	2203+(250×22.03)=7778
4-4	Poteau: 3,06×0,55×0,55×2500 Sous total	2314.125 34034.6	7778
5-5	Plancher EC: 569×19.30 Poutre. p : [(2.25+2.4) ×0,3×0,45 ×2500] Poutre. s :[(2.65+1.5) ×0,3×0,40 ×2500]	10981.7 1569.375 1245	7778+0.9× (5507.5) =12734.75
6-6	Poteau: 3,06×0,55×0,55×2500 Sous total	2314.125 50144.8	12734.75
7-7	Plancher EC: 569×19.30 Poutre. p : [(2.25+2.4) ×0,3×0,45 ×2500] Poutre. s :[(2.65+1.5) ×0,3×0,40 ×2500]	10981.7 1569.375 1245	12734.75+0.8×(5507.5) =17140.75
8-8	Poteau: 3,06×0,55×0,55×2500 Sous total	2314.125 66255	17140.75
9-9	Plancher EC: 569×19.30 Poutre. p : [(2.25+2.4) ×0,3×0,45 ×2500] Poutre. s :[(2.65+1.5) ×0,3×0,40 ×2500]	10981.7 1569.375 1245	17140.75+0.7×(5507.5) =20996
10-10	Poteau: 3,06×0,55×0,55×2500 Sous total	2314.125 82365.2	20996
11-11	Plancher EC: 569×19.30 Poutre. p : [(2.25+2.4) ×0,3×0,45 ×2500] Poutre. s :[(2.65+1.5) ×0,3×0,40 ×2500]	10981.7 1569.375 1245	20996+0.6×(5507.5) =24300.5
12-12	Poteau: 3,06×0,55×0,55×2500 Sous total	2314.125 98475.4	24300.5
13-13	Plancher EC: 569×19.30 Poutre. p : [(2.25+2.4) ×0,3×0,45 ×2500] Poutre. s :[(2.65+1.5) ×0,3×0,40 ×2500]	10981.7 1569.375 1245	24300.5+0.5×(5507.5) =27054.25
14-14	Poteau: 3,06×0,55×0,55×2500 Sous total	2314.125 114585.6	27054.25
15-15	Plancher EC: 569×19.30 Poutre. p : [(2.25+2.4) ×0,3×0,45 ×2500] Poutre. s :[(2.65+1.5) ×0,3×0,45 ×2500]	10981.7 1569.375 1245	27054.25+0.5×(5507.5) =29808
16-16	Poteau: 3,06×0,55×0,55×2500 Sous total	2314.125 130695.8	29808
17-17	Plancher EC: 569×19.30 Poutre. p : [(2.25+2.4) ×0,3×0,45 ×2500] Poutre. s :[(2.65+1.5) ×0,3×0,40 ×2500]	10981.7 1569.375 1245	29808+0.5×(5507.5) =32561.75

18-18	Poteau: 3,06×0,55×0,55×2500	2314.125	
	Total	146806	32561.75
19-19	Plancher EC: 569×19.30	10981.7	32561.75+0.5×(5507.5)
	Poutre. p : [(2.25+2.4) ×0,3×0,45 ×2500]	1569.375	=35315.5
	Poutre. s : [(2.65+1.5) ×0,3×0,40 ×2500]	1245	
20-20	Poteau: 3,06×0,55×0,55×2500	2314.125	
	Total	162916.2	35315.5

TableauII.09.Descente des charges sur Poteau centrale.

$$N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 162916.2 + 35315.5 = 198231.7 \text{ daN}$$

$$N_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_U = 1.35 (162916.2) + 1.5 (35315.5) = 272910.12 \text{ daN}$$

• **Vérification de la section de poteau selon BAEL91 (B.8.4,1) :**

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

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

$$- N_u = 1.35G + 1.5Q$$

- α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique

$$\lambda: \text{Elancement d'EULER} \left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$$

l_f : Longueur de flambement.

$$i: \text{Rayon de giration} \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right).$$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

$$\text{perpendiculaire au plan de flambement} \left(I = \frac{bh^3}{12} \right).$$

B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

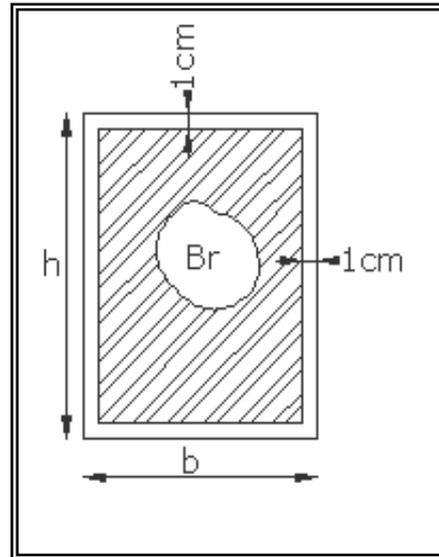
$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$b = h \rightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 3.06}{0.55} = 13.49$$

$$\lambda = 13.49 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow \alpha = 0.82$$



$$B_r = (h-2) \cdot (b-2) = (55-2) \cdot (55-2) = 2809 \text{ cm}^2.$$

-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

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

▪ Selon BAEL91 (A.8.1,21) :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 550 \times 550}{100} = 605 \text{ mm}^2 \\ 4 \times 2 \frac{(b+h)}{100} = 4 \times 2 \frac{(550+550)}{100} = 88 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 605 \text{ mm}^2$$

▪ Selon RPA 99 V 2003 :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8 \% B \quad (\text{zone IIa})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8(550 \times 550)}{100} = 2420 \text{ mm}^2 \text{ Alors : } A = \max(605, 2420) = 2420 \text{ mm}^2$$

$$\bar{N}_u = 0.82 \times \left[\frac{280900 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2420 \frac{400}{1.15} \right] = 4955744.60 \text{ dN} > 272910.12 \text{ dN} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

- **Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :**

Pour le but d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton à l'ELS.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

$$V = \frac{1982317}{550 \times 550 \times 25} = 0.262 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

Chapitre III:
Éléments secondaires

III. Eléments secondaires :

III.1.Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous avons calculs et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, escalier, Balcon et ascenseur).

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/2003**.

III.2.Les planchers à corps creux :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (20x20x65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

✓ **Planchers à corps creux** (20+4=24cm)

Plancher = Poutrelle + Corps-ceux + Dalle de compression.

III.2.1. Méthode de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de Caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire.

A)méthodes forfaitaire :

- **Domain d'application BAEL91** (Art **B.6.2, 210**)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible utiliser la méthode forfaitaire si les conditions suivants à vérifier :

- ✓ Plancher à charge d'exploitation modérée : ($Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$)
- ✓ les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité : ($I_1, I_2, I_3, I_4 \dots = \text{Constante}$).

✓ les portées successives sont dans un rapport compris entre : $(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25)$

✓ La fissuration n'est pas préjudiciable.

• **Application de la méthode :**

D'après les règles de **CBA 93** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

$$1 \bullet M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$$

$$2 \bullet \begin{cases} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} & \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} & \dots\dots\dots \text{dans une travée dérive.} \end{cases}$$

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison »

C'est-à-dire dans la travée indépendante de même travée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal en qui sont prise en compte dans les calculs de la travée considérée.

B) Méthode de Caquot :

Domaine d'application :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-a-dire pour des charges d'exploitation élevées : $q > 2g$ ou $q > 5\text{Kn/m}^2$.

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode Forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; dièrèse de longueur entre les portées supérieure a 25%; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $G' = 2/3G$ pour le calcul des moments sur appui.

➤ **Moments sur appuis**

$$Ma = - \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

M_a : Moment à l'appui

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

p_g et p_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec : $l' = 0.8 \times l$ Pour une travée intermédiaire.

$l' = l$ Pour une travée de rive.

➤ **Moments sur travée**

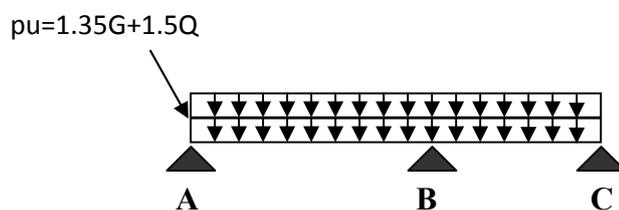
$$M_{tm} = (P \cdot x_{tm}^2 / 2) + M_w$$

$$x_{tm} = \frac{L}{2} - (M_w - M_e / P \cdot L)$$

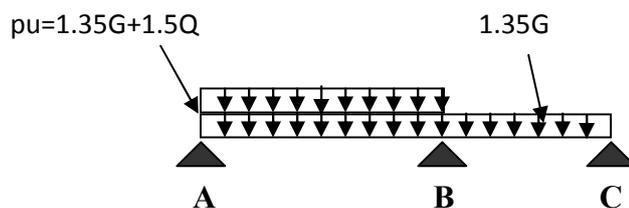
x_{tm} : L' abscisse du point pour lequel se produit le moment maximal en travée.

Type (2 travée)

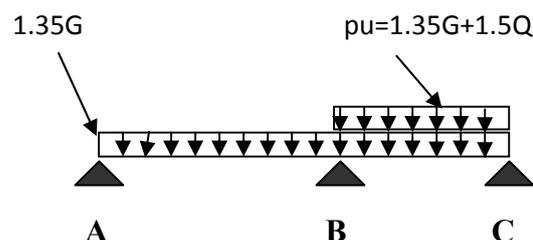
Moment max en appui B:



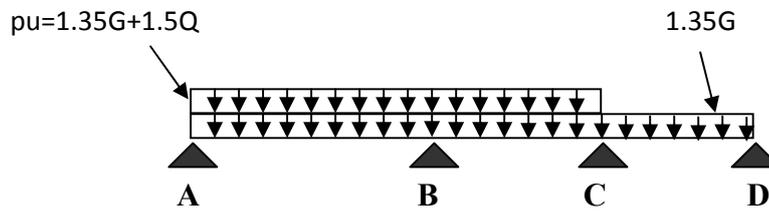
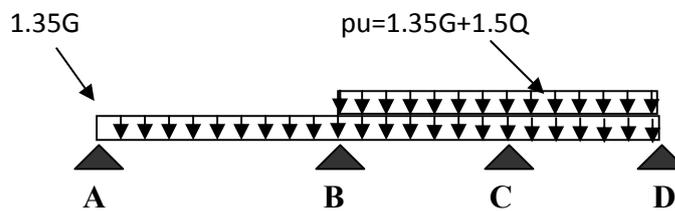
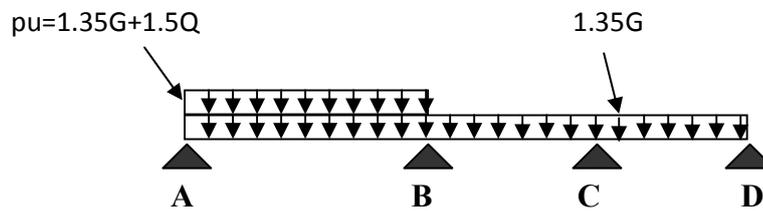
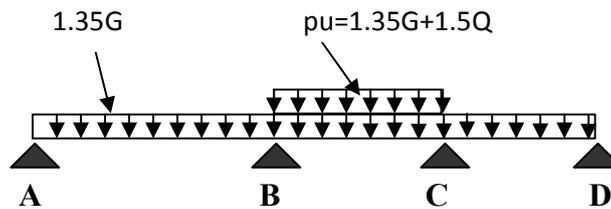
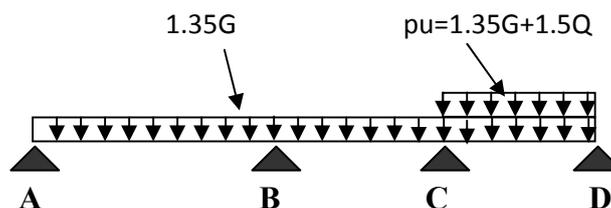
➤ **Moment maximal en travée (AB) :**



➤ **Moment maximal en travée (BC) :**



Type (3 travée)

Moment max en appui B:Moment max en appui C:➤ Moment maximal en travée (AB) :➤ Moment maximal en travée (BC) :➤ Moment maximal en travée (CD) :

III.2.2. Types des nervures :

Les types des poutrelles à calculer :

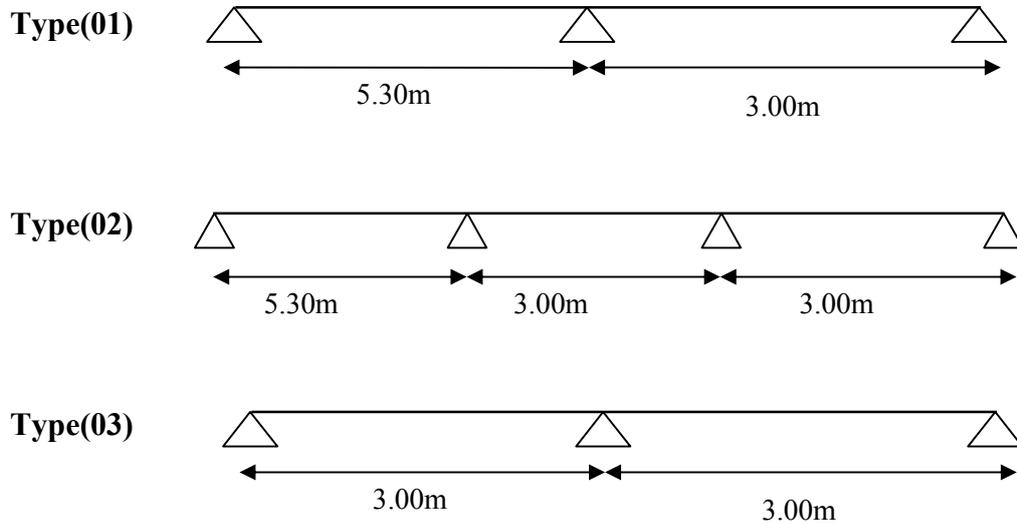


Fig. III.1. Types des nervures.

III.2. 3. Détermination des sollicitations :

➤ **Etude de terrasse :**

$$G=6.63 \text{ KN/m}^2$$

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

▪ **Combinaisons d'Actions :**

E .L.U :

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 6.63) + (1.5 \times 1)) \times 0.65$$

$$P_u = 6.79 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35 G \times 0.65 = 5.82 \text{ KN/ml.}$$

E .L.S :

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.63 + 1) \times 0.65$$

$$P_s = 4.96 \text{ KN/ml.}$$

$$G \times 0.65 = 4.31 \text{ KN/ml.}$$

➤ Type(01)

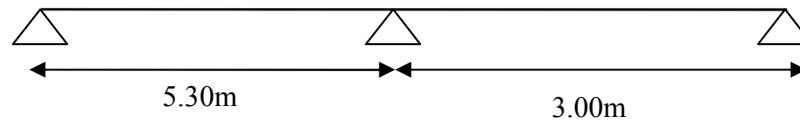


Fig. III.2. Schéma de nervure type (1).

▪ Vérification :

$$- (Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)) (Q = 1\text{KN/m}^2) \leq \min(2 \times G = 2 \times 6.63 = 13.26 \text{ KN/m}^2, 5\text{KN}) . \rightarrow \text{CV}$$

$$- 0.8 \leq \frac{5.30}{3.00} = 1.76 \leq 1.25 \rightarrow \dots \text{Non vérifié}$$

- ($I = \text{Constante}$) les moments d'inertie dans les différentes travées.

❖ Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites alors on utilise la méthode de CAQUOT

❖ E.L.U :

A) Calcule le moment sur appuis et moments en travées :

M_0 : Moment Isostatique d'une travée.

M_{tm} : Moment d'une travée.

M_d : Moment droit.

M_g : Moment gauche.

• Moments maximal sur appuis :

$$l'_g = l_g = 5.30\text{m}$$

$$l'_d = l_d = 3.00\text{m}$$

$$M_0 = \frac{p_u \times L_i^2}{8}$$

$$M_A = 0.2M_0$$

$$M_A = 0.2 \frac{p_u L^2}{8} = 0.2 \frac{6.79 \times (5.30)^2}{8} = 4.76 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{6.79(5.30^3 + 3.00^3)}{8.5(5.30 + 3.00)} = -16.92 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.2M_0$$

$$M_C = 0.2 \frac{p_u L^2}{8} = 0.2 \frac{6.79 \times (3.00)^2}{8} = 1.52 \text{ KN.m}$$

- **Moments maximal sur travée :**

La travée (AB)

$$M_A = 0.2 \frac{p_U L^2}{8} = 0.2 \frac{6.79 \times (5.30)^2}{8} = 4.76 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{(6.79 \times 5.30^3 + 5.82 \times 3.00^3)}{8.5(5.30 + 3.00)} = -16.55 \text{ KN.m}$$

$$X_{AB} = (5.30/2) - (-4.76 + 16.55/6.79 \times 5.3) = 2.32 \text{ m}$$

$$M_{AB} = (6.79 \times 2.32^2 / 2) - 4.76 = 13.51 \text{ KN.m}$$

La travée (BC)

$$M_B = - \frac{(5.82 \times 5.30^3 + 6.79 \times 3.00^3)}{8.5(5.30 + 3.00)} = -14.88 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.2 \frac{p_U L^2}{8} = 0.2 \frac{6.79 \times (3.00)^2}{8} = 1.52 \text{ KN.m}$$

$$X_{BC} = (3.00/2) - (-14.88 + 1.52/6.79 \times 3.00) = 2.16 \text{ m}$$

$$M_{BC} = (6.79 \times 2.16^2 / 2) - 14.88 = 0.96 \text{ KN.m}$$

B) Calcul des efforts tranchants :

$$T^d = - \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

$$T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

Travée AB :

$$T_d = - \frac{6.79 \times 5.30}{2} + \frac{-16.55 + 4.76}{5.3} = -20.21 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{6.79 \times 5.30}{2} + \frac{-16.55 + 4.76}{5.3} = 15.77 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_d = - \frac{6.79 \times 3.00}{2} + \frac{-1.52 + 14.88}{3.00} = -5.73 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{6.79 \times 3.00}{2} + \frac{-1.52 + 14.88}{3.00} = 14.63 \text{ KN}$$

➤ Type(02)

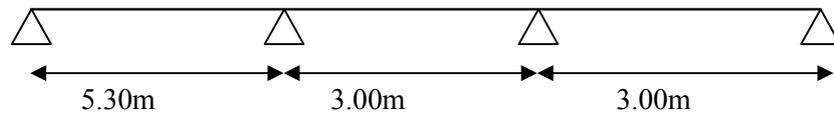


Fig. III.3. Schéma de nervure type (2).

▪ Vérification :

$$- (Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2))(Q = 1\text{KN/m}^2) \leq \min(2 \times G = 2 \times 6.63 = 13.26 \text{ KN/m}^2, 5\text{KN}) . \rightarrow \text{CV}$$

$$- 0.8 \leq \frac{5.30}{3.00} = 1.76 \leq 1.25 \rightarrow \dots \text{Non vérifié}$$

$$- 0.8 \leq \frac{3.00}{3.00} = 1.00 \leq 1.25 \rightarrow \dots \text{CV}$$

- ($I = \text{Constante}$) les moments d'inertie dans les différentes travées.

❖ Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites alors on utilise la méthode de CAQUOT

❖ E.L.U :

A) Calcules le moment sur appuis et moments en travées :

• Moments maximal sur appuis :

$$l' = l = 5.30\text{m}$$

$$l' = 0.8 \times 3.00 = 2.4\text{m} \text{ Pour une travée intermédiaire}$$

$$l' = l = 3.00\text{m}$$

$$M_0 = \frac{p_u \times L_i^2}{8}$$

$$M_A = 0.2M_0$$

$$M_A = 0.2 \frac{p_u L^2}{8} = 0.2 \frac{6.79 \times (5.30)^2}{8} = 4.76 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{6.79(5.30^3 + 2.4^3)}{8.5(5.30 + 2.4)} = -16.87 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{6.79(2.4^3 + 3.00^3)}{8.5(2.4 + 3.00)} = -6.32 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.2M_0$$

$$M_D = 0.2 \frac{p_u L^2}{8} = 0.2 \frac{6.79 \times (3.00)^2}{8} = 1.52 \text{ KN.m}$$

• **Moments maximal sur travée :**

La travée (AB)

$$M_A = 0.2 \frac{p_U L^2}{8} = 0.2 \frac{6.79 \times (5.30)^2}{8} = 4.76 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{(6.79 \times 5.30^3 + 5.82 \times 2.4^3)}{8.5(5.30 + 2.4)} = -16.67 \text{ KN.m}$$

$$X_{AB} = (5.30/2) - (-4.76 + 16.67/6.79 \times 5.3) = 2.31 \text{ m}$$

$$M_{AB} = (6.79 \times 2.32^2 / 2) - 4.76 = 13.35 \text{ KN.m}$$

La travée (BC)

$$M_B = - \frac{(5.82 \times 5.30^3 + 6.79 \times 2.4^3)}{8.5(5.30 + 2.4)} = -14.67 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{(6.79 \times 2.4^3 + 5.82 \times 3.00^3)}{8.5(2.4 + 3.00)} = -5.47 \text{ KN.m}$$

$$X_{BC} = (3.00/2) - (-14.67 + 5.47/6.79 \times 3.00) = 1.95 \text{ m}$$

$$M_{BC} = (6.79 \times 1.95^2 / 2) - 14.65 = -1.74 \text{ KN.m}$$

La travée (CD)

$$M_C = - \frac{(5.82 \times 2.4^3 + 6.79 \times 3.00^3)}{8.5(2.4 + 3.00)} = -5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.2 \frac{p_U L^2}{8} = 0.2 \frac{6.79 \times (3.00)^2}{8} = 1.52 \text{ KN.m}$$

$$X_{CD} = (3.00/2) - (-5.75 + 1.52/6.79 \times 3.00) = 1.70 \text{ m}$$

$$M_{CD} = (6.79 \times 1.70^2 / 2) - 5.75 = 4.06 \text{ KN.m}$$

B) Calcul des efforts tranchants :

$$T^d = - \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

$$T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

Travée AB :

$$T_d = - \frac{6.79 \times 5.30}{2} + \frac{-16.67 + 4.76}{5.3} = -20.23 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{6.79 \times 5.30}{2} + \frac{-16.67 + 4.76}{5.30} = 15.74 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_d = -\frac{6.79 \times 3.00}{2} + \frac{-5.47 + 14.67}{3.00} = -7.11 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{6.79 \times 3.00}{2} + \frac{-5.47 + 14.67}{3.00} = 13.25 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_d = -\frac{6.79 \times 3.00}{2} + \frac{-1.52 + 5.75}{3.00} = -8.77 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{6.79 \times 3.00}{2} + \frac{-1.52 + 5.75}{3.00} = 11.59 \text{ KN}$$

➤ **Type(03)**

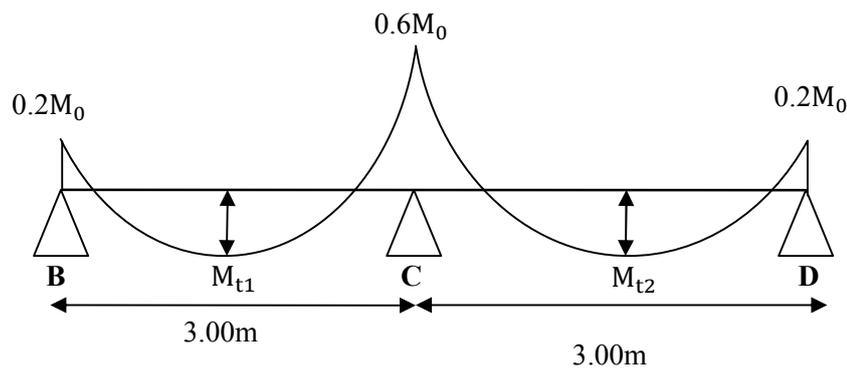


Fig. III.04. Schéma de nervure type (3).

▪ **Vérification :**

- $(Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)) (Q = 1 \text{ KN/m}^2) \leq \min(2 \times G = 2 \times 6.63 = 13.26 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN}) . \rightarrow \text{CV}$
- $0.8 \leq \frac{3.00}{3.00} = 1.00 \leq 1.25 \rightarrow \dots \text{CV}$

(I= Constante) les moments d'inertie dans les différentes travées

✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

A) Calcules le moment sur appuis et Moments en Travées :

α = (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : Moment Isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée.

M_d : Moment droit.

M_g : Moment gauche.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.63} = 0.13$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.13) = 1.039$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.50$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.61$$

❖ **E.L.U :**

• **La travée : (AB)**

$$M_0 = \frac{p_U L^2}{8} = \frac{6.79 \times (3.00)^2}{8} = 7.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB} = \frac{pu \times L_i^2}{8} = \frac{6.79 \times (3.00)^2}{8} = 7.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{pu \times L_i^2}{8} = \frac{6.79 \times (3.00)^2}{8} = 7.63 \text{ KN.m}$$

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} 1.042 \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{cases}$$

$$M_g = 0.2M_0 = 0.2 \times 7.63 = 1.52 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.6M_0 = 0.6 \times 7.63 = 4.57 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 4.96 \text{ KN.m}$$

$$(2) \quad M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq 0.61M_0 = 0.61 \times 7.63$$

$$M_t \geq 4.65 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(4.96; 4.65) = 4.96 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.96 \text{ KN.m}$$

• **La travée (BC)**

$$M_0 = \frac{p_U L^2}{8} = 7.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{pu \times L_i^2}{8} = \frac{6.79 \times (3.00)^2}{8} = 7.63 \text{KN.m}$$

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} 1.042 \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{cases}$$

$$M_g = 0.6M_0 = 0.6 \times 7.63 = 4.57 \text{KN.m}$$

$$M_d = 0.2M_0 = 0.2 \times 7.63 = 1.52 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq 4.96 \text{KN.m}$$

$$(2) \quad M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq 0.62M_0 = 0.61 \times 7.63$$

$$M_t \geq 4.65 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(4.96; 4.65) = 4.96 \text{KN.m}$$

$$M_t = 4.96 \text{KN.m}$$

B) La Calcul des efforts tranchants :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

$$T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

Travée AB :

$$T_d = -\frac{6.79 \times 3.00}{2} + \frac{4.57 - 1.52}{3.00} = -9.16 \text{KN}$$

$$T_g = \frac{6.79 \times 3.00}{2} + \frac{4.57 - 1.52}{3.00} = 11.19 \text{KN}$$

Travée BC :

$$T_d = -\frac{6.79 \times 3.00}{2} + \frac{1.52 - 4.57}{3.00} = -11.19 \text{KN}$$

$$T_g = \frac{6.79 \times 3.00}{2} + \frac{1.52 - 4.57}{3.00} = 9.16 \text{KN}$$

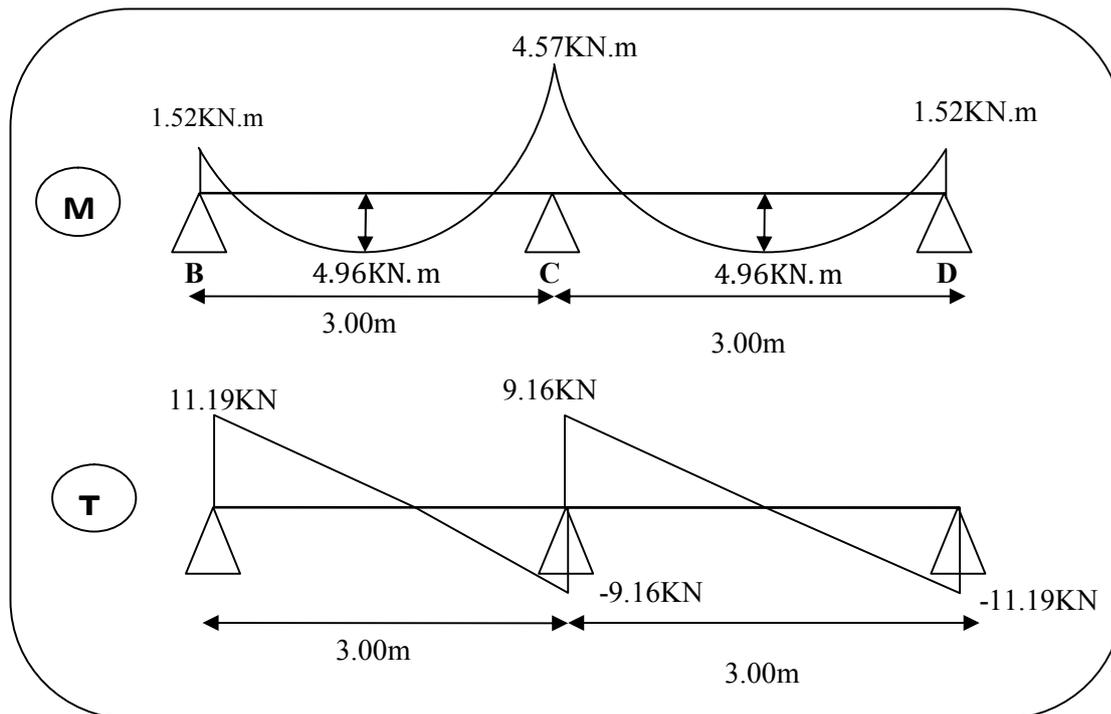


Fig. III.5. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de plancher terrasse (Type 3).

❖ E.L.S :

➤ Type(01)

A) Calcules le moment sur appuis et moments en travées :

• Moments maximal sur appuis :

$$l'_g = l_g = 5.30m$$

$$l'_d = l_d = 3.00m$$

$$M_0 = \frac{pu \times L_i^2}{8}$$

$$M_A = 0.2M_0$$

$$M_A = 0.2 \frac{p_u L^2}{8} = 0.2 \frac{4.96 \times (5.30)^2}{8} = 3.48 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{4.96(5.30^3 + 3.00^3)}{8.5(5.30 + 3.00)} = -12.36 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.2M_0$$

$$M_C = 0.2 \frac{p_U L^2}{8} = 0.2 \frac{4.96 \times (3.00)^2}{8} = 1.12 \text{ KN.m}$$

• **Moments maximal sur travée :**

La travée (AB)

$$M_A = 0.2 \frac{p_U L^2}{8} = 0.2 \frac{4.96 \times (5.30)^2}{8} = 3.48 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{(4.96 \times 5.30^3 + 4.31 \times 3.00^3)}{8.5(5.30 + 3.00)} = -12.11 \text{ KN.m}$$

$$X_{AB} = (5.30/2) - (-3.48 + 12.11/4.96 \times 5.3) = 2.32 \text{ m}$$

$$M_{AB} = (4.96 \times 2.32^2 / 2) - 3.48 = 9.86 \text{ KN.m}$$

La travée (BC)

$$M_B = - \frac{(4.31 \times 5.30^3 + 4.96 \times 3.00^3)}{8.5(5.30 + 3.00)} = -10.99 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.2 \frac{p_U L^2}{8} = 0.2 \frac{4.96 \times (3.00)^2}{8} = 1.12 \text{ KN.m}$$

$$X_{BC} = (3.00/2) - (-10.99 + 1.12/4.96 \times 3.00) = 2.16 \text{ m}$$

$$M_{BC} = (4.96 \times 2.16^2 / 2) - 10.99 = 0.58 \text{ KN.m}$$

B) Calcul des efforts tranchants :

$$T^d = - \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

$$T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

Travée AB :

$$T_d = - \frac{4.96 \times 5.30}{2} + \frac{-12.11 + 3.48}{5.3} = -14.76 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{4.96 \times 5.30}{2} + \frac{-12.11 + 3.48}{5.30} = 11.51 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_d = - \frac{4.96 \times 3.00}{2} + \frac{-1.12 + 10.99}{3.00} = -4.15 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{4.96 \times 3.00}{2} + \frac{-1.12 + 10.99}{3.00} = 10.73 \text{ KN}$$

➤ Type(02)

A) Calcules le moment sur appuis et moments en travées :• **Moments maximal sur appuis :**

$$l' = l = 5.30m$$

$$l' = 0.8 \times 3.00 = 2.4m \text{ Pour une travée intermédiaire}$$

$$l' = l = 3.00m$$

$$M_0 = \frac{pu \times L_i^2}{8}$$

$$M_A = 0.2M_0$$

$$M_A = 0.2 \frac{p_U L^2}{8} = 0.2 \frac{4.96 \times (5.30)^2}{8} = 3.48 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{4.96(5.30^3 + 2.4^3)}{8.5(5.30 + 2.4)} = -12.32 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.96(2.4^3 + 3.00^3)}{8.5(2.4 + 3.00)} = -4.41 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.2M_0$$

$$M_D = 0.2 \frac{p_U L^2}{8} = 0.2 \frac{4.96 \times (3.00)^2}{8} = 1.12 \text{ KN.m}$$

• **Moments maximal sur travée :****La travée (AB)**

$$M_A = 0.2 \frac{p_U L^2}{8} = 0.2 \frac{6.79 \times (5.30)^2}{8} = 3.48 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{(4.96 \times 5.30^3 + 4.31 \times 2.4^3)}{8.5(5.30 + 2.4)} = -12.19 \text{ KN.m}$$

$$X_{AB} = (5.30/2) - (-3.48 + 12.19/4.96 \times 5.3) = 2.31 \text{ m}$$

$$M_{AB} = (4.96 \times 2.32^2 / 2) - 3.48 = 9.75 \text{ KN.m}$$

La travée (BC)

$$M_B = -\frac{(4.31 \times 5.30^3 + 4.96 \times 2.4^3)}{8.5(5.30 + 2.4)} = -10.85 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{(4.96 \times 2.4^3 + 4.31 \times 3.00^3)}{8.5(2.4 + 3.00)} = -4.02 \text{ KN.m}$$

$$X_{BC} = (3.00/2) - (-10.85 + 4.02/4.96 \times 3.00) = 1.95 \text{ m}$$

$$M_{BC} = (4.96 \times 1.95^2 / 2) - 10.85 = -1.33 \text{ KN.m}$$

La travée (CD)

$$M_C = -\frac{(4.31 \times 2.4^3 + 4.96 \times 3.00^3)}{8.5(2.4 + 3.00)} = -4.21 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.2 \frac{p_U L^2}{8} = 0.2 \frac{4.96 \times (3.00)^2}{8} = 1.12 \text{ KN.m}$$

$$X_{CD} = (3.00/2) - (-4.21 + 1.12/4.96 \times 3.00) = 1.70 \text{ m}$$

$$M_{CD} = (4.96 \times 1.70^2 / 2) - 4.21 = 2.95 \text{ KN.m}$$

B) Calcul des efforts tranchants :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

$$T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

Travée AB :

$$T_d = -\frac{4.96 \times 5.30}{2} + \frac{-12.19 + 3.48}{5.3} = -14.78 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{4.96 \times 5.30}{2} + \frac{-12.19 + 3.48}{5.30} = 11.49 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_d = -\frac{4.96 \times 3.00}{2} + \frac{-4.02 + 10.85}{3.00} = -5.16 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{4.96 \times 3.00}{2} + \frac{-4.02 + 10.85}{3.00} = 9.71 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_d = -\frac{4.96 \times 3.00}{2} + \frac{-1.12 + 4.21}{3.00} = -6.41 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{4.96 \times 3.00}{2} + \frac{-1.12 + 4.21}{3.00} = 8.47 \text{ KN}$$

➤ **Type(03)**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.63} = 0.13$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.13) = 1.039$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.50$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.61$$

A) Calcules le moment sur appuis et Moments en Travées :**La travée : (AB)**

$$M_0 = \frac{p_U L^2}{8} = \frac{4.96 \times (3.00)^2}{8} = 5.58 \text{KN.m}$$

$$M_{AB} = \frac{pu \times L_i^2}{8} = \frac{4.96 \times (3.00)^2}{8} = 5.58 \text{KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{pu \times L_i^2}{8} = \frac{4.96 \times (3.00)^2}{8} = 5.58 \text{KN.m}$$

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} 1.042 \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{cases}$$

$$M_g = 0.2M_0 = 0.2 \times 5.58 = 1.12 \text{KN.m}$$

$$M_d = 0.6M_0 = 0.6 \times 5.58 = 3.34 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq 3.62 \text{KN.m}$$

$$(2) \quad M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq 0.61M_0 = 0.61 \times 5.58$$

$$M_t \geq 3.40 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(3.62; 3.40) = 3.62 \text{KN.m}$$

$$M_t = 3.62 \text{KN.m}$$

• La travée (BC)

$$M_0 = \frac{p_U L^2}{8} = 5.58 \text{KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{pu \times L_i^2}{8} = \frac{4.96 \times (3.00)^2}{8} = 5.58 \text{KN.m}$$

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} 1.042 \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{cases}$$

$$M_g = 0.6M_0 = 0.6 \times 5.58 = 3.34 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.2M_0 = 0.2 \times 5.58 = 1.12 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 3.62 \text{ KN.m}$$

$$(2) \quad M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq 0.61M_0 = 0.61 \times 5.58$$

$$M_t \geq 3.40 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(3.62; 3.40) = 4.96 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 3.62 \text{ KN.m}$$

B) La Calcul des efforts tranchants :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

$$T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

Travée AB :

$$T_d = -\frac{4.96 \times 3.00}{2} + \frac{3.34 - 1.12}{3.00} = -6.7 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{4.96 \times 3.00}{2} + \frac{3.34 - 1.12}{3.00} = 8.18 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_d = -\frac{4.96 \times 3.00}{2} + \frac{1.12 - 3.34}{3.00} = -8.18 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{4.96 \times 3.00}{2} + \frac{1.12 - 3.34}{3.00} = 6.7 \text{ KN}$$

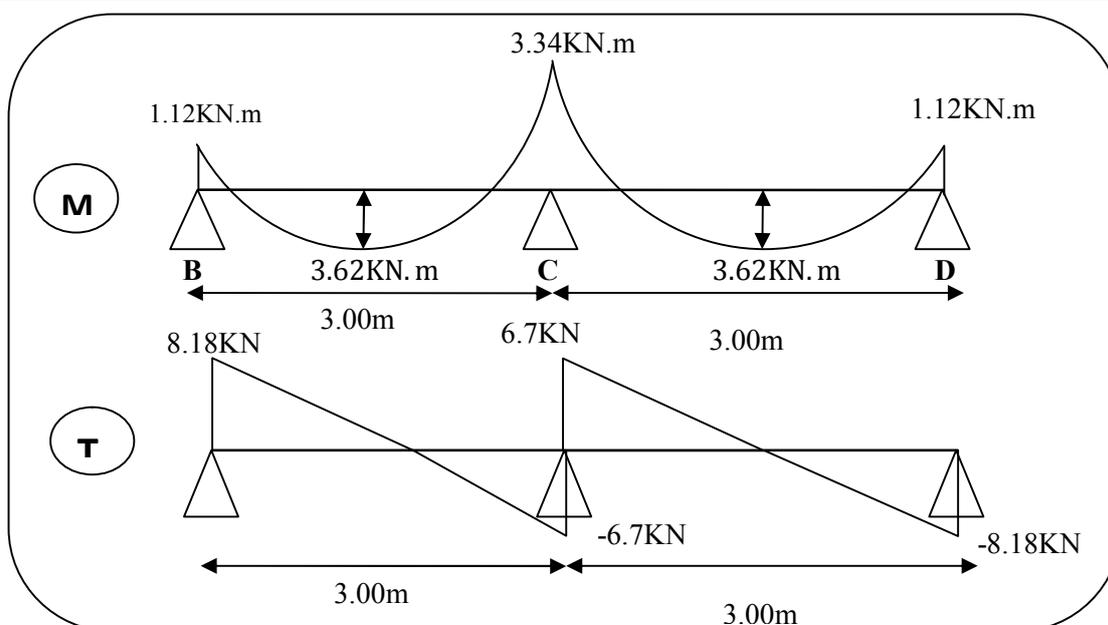


Fig. III.6. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de plancher terrasse (Type 3).

❖ ELU

Type(01)

Travées	(A-B)	(B-C)
L(m)	5.30	3.00
Mg(kN.m)	-4.76	-16.92
M _d (kN.m)	-16.92	-1.52
X _{tm}	2.32	2.16
M _{Tm} (kN.m)	13.51	0.96
T _d (kN)	-20.21	-5.73
T _g (kN)	15.77	14.63

Tableau III.1. Le résultat de sollicitations (type1 terrasse d'ELU)

Type(02)

Travées	(A-B)	(B-C)	(C-D)
L(m)	5.30	3.00	3.00
Mg(kN.m)	-4.76	-16.87	-6.32
M _d (kN.m)	-16.87	-6.32	-1.52
X _{tm}	2.31	1.95	1.70
M _{Tm} (kN.m)	13.35	-1.74	4.06
T _d (kN)	-20.23	-7.11	-8.77
T _g (kN)	15.74	13.25	11.59

Tableau III.2. Le résultat de sollicitations (type2 terrasse d'ELU).

Type(03)

Travées	(A-B)	(B-C)
L(m)	3.00	3.00
M₀(kN.m)	7.63	7.63
M_g(kN.m)	1.52	4.57
M_d(kN.m)	4.57	1.52
M_T(kN.m)	4.96	4.96
T_d (kN)	-9.16	-11.19
T_g (kN)	11.19	9.16

Tableau III.3. Le résultat de sollicitations (type3 terrasse d'ELU)

❖ ELS

Type(01)

Travées	(A-B)	(B-C)
L(m)	5.30	3.00
M_g(kN.m)	-3.48	-12.36
M_d(kN.m)	-12.36	-1.12
X_{tm}	2.32	2.16
M_{Tm} (kN.m)	9.86	0.58
T_d (kN)	-14.76	-4.15
T_g (kN)	11.51	10.73

Tableau III.4. Le résultat de sollicitations (type1 terrasse d'ELS)

Type(02)

Travées	(A-B)	(B-C)	(C-D)
L(m)	5.30	3.00	3.00
M_g(kN.m)	-3.48	-12.32	-4.41
M_d(kN.m)	-12.32	-4.41	-1.12
X_{tm}	2.31	1.95	1.70
M_{Tm} (kN.m)	9.75	-1.33	2.95
T_d (kN)	-14.78	-5.16	-6.41
T_g (kN)	11.49	9.71	8.47

Tableau III.5. Le résultat de sollicitations (type2 terrasse d'ELS).

Type(03)

Travées	(A-B)	(B-C)
L(m)	3.00	3.00
M ₀ (kN.m)	5.58	5.58
M _g (kN.m)	1.12	3.34
M _d (kN.m)	3.34	1.12
M _r (kN.m)	3.62	3.62
T _d (kN)	-6.7	-8.18
T _g (kN)	8.18	6.7

Tableau III.6. Le résultat de sollicitations (type3 terrasse d'ELS)

✓ Etude d'étage courant :

$$G=5.69 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

▪ Combinaisons d'Actions :

E .L.U :

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 5.69) + (1.5 \times 2.5)) \times 0.65$$

$$P_u = 7.43 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35 G \times 0.65 = 4.99 \text{ KN/ml.}$$

E .L.S :

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.69 + 2.5) \times 0.65$$

$$P_s = 5.32 \text{ KN/ml.}$$

$$G \times 0.65 = 3.69 \text{ KN/ml.}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.5}{2.5 + 5.69} = 0.30$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.3) = 1.09$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.545$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.645$$

Le résultat des moments sur appuis et Moments en Travées et les efforts tranchants dans les tableaux suivant :

❖ ELU

Type(01)

Travées	(A-B)	(B-C)
L(m)	5.30	3.00
Mg(kN.m)	-5.21	-18.52
Md(kN.m)	-18.52	-1.67
X _{tm}	2.33	2.02
M _{tm} (kN.m)	14.95	1.78
T _d (kN)	-22.01	-7.24
T _g (kN)	17.34	15.04

Tableau III.7. Le résultat de sollicitations (type1 d'étage courant d'ELU)

Type(02)

Travées	(A-B)	(B-C)	(C-D)
L(m)	5.30	3.00	3.00
Mg(kN.m)	-5.21	-18.47	-6.60
Md(kN.m)	-18.47	-6.60	-1.67
X _{tm}	2.32	1.84	1.68
M _{tm} (kN.m)	14.78	-0.33	4.61
T _d (kN)	-22.08	-8.56	-9.74
T _g (kN)	17.27	13.72	12.54

Tableau III.8. Le résultat de sollicitations (type2 d'étage courant d'ELU).

Type(03)

Travées	(A-B)	(B-C)
L(m)	3.00	3.00
M ₀ (kN.m)	8.35	8.35
Mg(kN.m)	1.67	5.01
Md(kN.m)	5.01	1.67
M ₇ (kN.m)	5.42	5.42
T _d (kN)	-10.02	-12.25
T _g (kN)	12.25	10.02

Tableau III.9. Le résultat de sollicitations (type3 d'étage courant d'ELU)

❖ ELS

Type(01)

Travées	(A-B)	(B-C)
L(m)	5.30	3.00
Mg(kN.m)	-3.73	-13.26
M _d (kN.m)	-13.26	1.2
X _{tm}	2.33	2.04
M _{tm} (kN.m)	10.71	1.24
T _d (kN)	-15.76	-5.10
T _g (kN)	12.41	10.85

Tableau III.10. Le résultat de sollicitations (type 1 d'étage courant d'ELS)

Type(02)

Travées	(A-B)	(B-C)	(C-D)
L(m)	5.30	3.00	3.00
Mg(kN.m)	-3.73	-13.22	-4.73
M _d (kN.m)	-13.22	-4.73	-1.2
X _{tm}	2.31	1.85	1.69
M _{tm} (kN.m)	10.45	-0.40	3.35
T _d (kN)	-15.81	-6.06	-6.69
T _g (kN)	12.36	9.89	8.99

Tableau III.11. Le résultat de sollicitations (type 2 d'étage courant d'ELS).

Type(03)

Travées	(A-B)	(B-C)
L(m)	3.00	3.00
M ₀ (kN.m)	5.98	5.98
Mg(kN.m)	1.2	3.58
M _d (kN.m)	3.58	1.2
M _r (kN.m)	3.88	3.88
T _d (kN)	-7.18	-8.77
T _g (kN)	8.77	7.18

Tableau III.12. Le résultat de sollicitations (type 3 d'étage courant d'ELS)

Résultats final :

	Combinaisons	Type	$M_{a_{max}}$ kN.m	$M_{t_{max}}$ kN.m	T_{max} kN
Terrasse	ELU	Type 1	16.92	13.51	20.21
		Type 2	16.87	13.35	20.23
		Type 3	4.57	4.96	11.19
	ELS	Type 1	12.36	9.86	14.76
		Type 2	12.32	9.75	14.78
		Type 3	3.34	3.62	8.18
étage courant	ELU	Type 1	18.52	14.95	22.01
		Type 2	18.47	14.78	22.08
		Type 3	5.01	5.42	12.25
	ELS	Type 1	13.26	10.71	15.76
		Type 2	13.22	10.45	15.81
		Type 3	3.58	3.88	8.77

Tableau III.13. Résultats final de sollicitations.

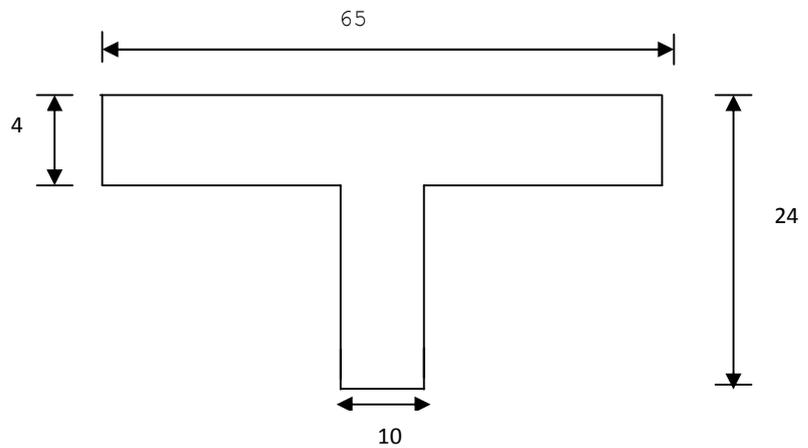
III.2.4.calcul du ferrailage:➤ **Plancher étage courant:**

Fig. III.7. Section de ferrailage de poutrelle.

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

$$h = 24 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}$$

❖ E. L. U

En Travée :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.073 MN.m$$

$$M_{tu} = 0.073 MN.m = 73 KN.m$$

$$M_t^{\max} = 14.95 KN.m$$

$$M_t^{\max} = 14.95 KN.m < M_{tu} = 73 KN.m$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65$ cm.

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{14.95 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 220^2} = 0.0334 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$ Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.0424$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.983$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 Mpa$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14950}{348 \times 0.983 \times 22} = 1.98 cm^2$$

Sur Appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

M ^a (N.m)	μ	μ _l	α	B	A _a (cm ²)
18520	0.269	0.392	0.400	0.84	2.87

Condition de non fragilité. BAEL (A.4.2.1)

$$\text{En travée : } A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 22 \times 2.1}{400} = 1.72 cm^2$$

$A_{\min} < A_t \Rightarrow$ Condition vérifié.

$$\text{Sur appuis : } A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 22 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_a \Rightarrow$ Condition vérifié.

Percentage minimal d'armature longitudinal: BAEL (B.6.4)

$$\text{En Travée : } A_L \geq 0,001 .b.h = 0,001 \times 65 \times 24 = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur Appuis : } A_L \geq 0,001 .b.h = 0,001 \times 10 \times 24 = 0,24 \text{ cm}^2$$

Tableau Récapitulatif:

$$A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_m')$$

Eléments	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _L (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.98	1.72	1.56	1.98	2HA12=2.26
Appuis	2.87	0.26	0.24	2.87	2HA14=3.08

❖ E. L. S : D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible \rightarrow Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité.
- suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Eléments	α	M _u	M _{ser}	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.0424	14.95	10.71	1.395	0.447	vérifier
Appuis	0.269	18.52	13.26	1.396	0.448	vérifier

➤ Plancher terrasse:

❖ E LU

Eléments	μ	μ_i	α	B	A _{cal} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	0.030	0.392	0.038	0.984	1.79	2HA12=2.26
Appuis	0.246	0.392	0.359	0.856	2.58	2HA14=3.08

❖ ELS

Eléments	α	M _u	M _{ser}	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.038	13.51	9.86	1.37	0.435	vérifier
Appuis	0.359	16.92	12.36	1.368	0.434	vérifier

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

$$V_u = 22.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{22.08 \times 10^3}{10 \times 22 \times 100} = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.20 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{A.5.1,211})$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifié.}$$

• **Diamètre minimal (A.7.2,2)**

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

Φl : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

ht: étant la hauteur totale de la poutre

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{240}{35}; 12; \frac{100}{10} \right)$$

$$\text{Soit } \phi_t = 6 \text{ mm} \quad \text{FeE235}$$

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

• **L'espacement :**

$$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) = \min (0.9 \times 22, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 19.8 \text{ cm} \quad (\text{A.5.1,22})$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = 33.48 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad (\text{A.5.1,23})$$

$K=1$ flexion simple

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 28.96 \text{ cm}$$

$$St \leq \min(S1, S2, S3)$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm.

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :BAEL91 (A.5.1,313)**

$$Vu \leq \frac{0.8 \times 3.4 \times a \times b_a \times f_{cj}^{\frac{2}{3}}}{2 \times \gamma}$$

$$= \frac{0.8 \times 3.4 \times 100 \times 198 \times 1.63}{1.5 \times 2} = 29261.76 \text{ N}$$

Au maximum $a = 0,9 \cdot d = 19,8 \text{ cm}$.

$$V_u = 22080 \text{ N} \leq 29261.44 \text{ N} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b-/ Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$

$$1.15 \times \frac{22080}{400} = 63,48 \text{ mm}^2$$

$$A = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2 > 0,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures en } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On adapte } 5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adapte : } 3\text{Ø}5 = 0,59 \text{ cm}^2.$$

Donc on choisi un treilli soudé TS Ø5 (20×30) cm²

❖ **Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

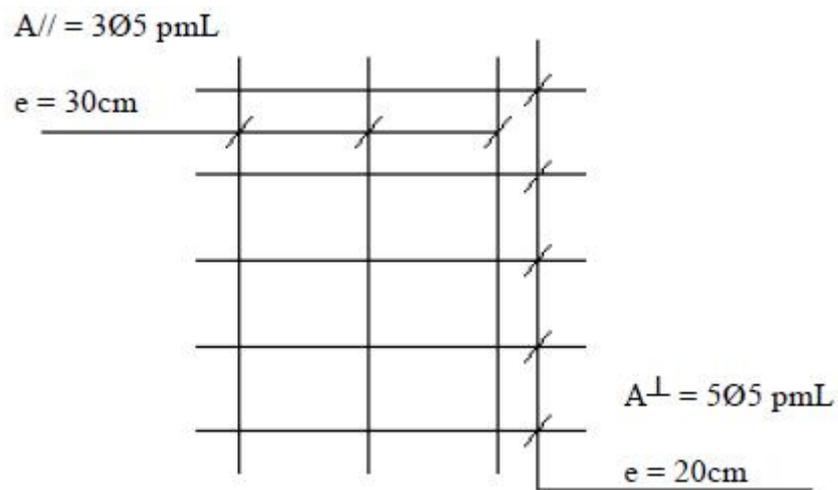
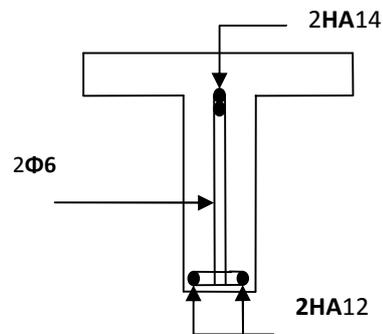
$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{24}{530} = 0.0452 \geq 0.0444 \dots\dots\dots (cv)$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{65 \times 22} = 0.00165 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots (cv)$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{24}{530} = 0.0452 \geq 0.0382 \dots\dots\dots (cv)$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

- **Remarque** : Le même ferrailage de deux planchers :

Schéma de ferrailage :**Fig. III.8.**Ferrailage de la dalle de compressions.**Fig. III.9.**ferrailage de nervures.

III.2. L'acrotère:

III.2.1.Introduction :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse. Son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher – terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance.

III.2.2Méthode de calcul :

L'acrotère travaille comme un système isostatique assimilable à une console encastrée à la base au niveau du plancher terrasse, elle soumise à l'action de :

- L'effort normal « N » due à son poids propre G
- La surcharge « Q » horizontale due à la poussée accidentelle ou la poussée éventuelle due à la main de l'ouvrier qui est appliqué à l'extrémité supérieure.

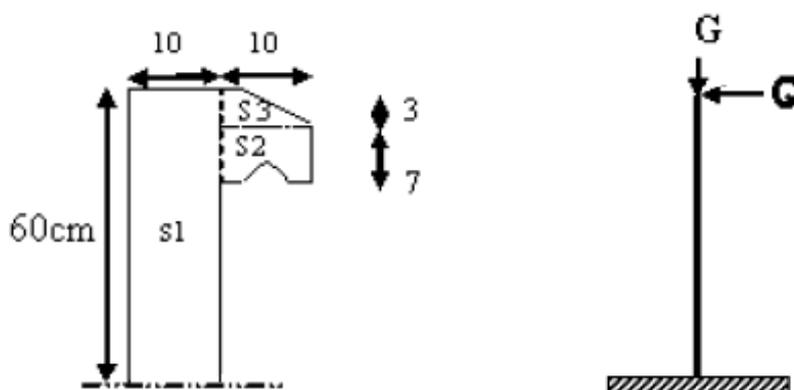


Fig. III.10.Schéma isostatique de l'acrotère.

III.2.3.Evaluation des charges :

Surface:

$$S1 + S2 + S3 = (0.10 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge permanente

- G1:Poids propre.

$$G1 = 25 \times 0.0685 = 171.25 \text{ daN/ml}$$

- G2:poids du mortier de crépissage par mètre linéaire(e = 1 cm).

$$G2 = 0,01 \times 0,6 \times 2000 = 12 \text{ daN/ml}$$

WP: poids de L'acrotère par mètre linéaire.

$$W_p = G_1 + G_2 = 183,25 \text{ daN/ml}$$

Surcharge:

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicitée l'acrotère due à la main courante est 100 daN/m

$$Q \times 1 \text{ m} = 100 \text{ daN}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

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

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

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

F_p : la force sismique.

Groupe d'usage 2, zone (IIa) donc : $A = 0.15$

$C_p = 0.80$ élément en console.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 183,25 = 87,96 \text{ daN /m}$$

$$F = \max(Q, F_p) = \max(100, 87,96) = 100 \text{ daN /m}$$

III.2.4. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

✓ ELS

Effort normal de compression $N_s = 183,25 \text{ daN/ml}$

Moment fléchissant $M_s = Q \cdot h = 100 \cdot 0,6 = 60 \text{ daN/ml}$ (à la base)

Effort tranchant $V_s = Q = 102,7 \text{ daN /m}$

✓ ELU

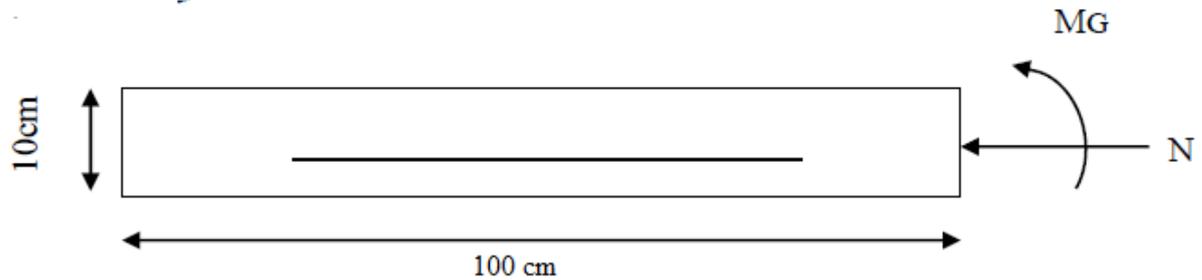
Effort normal de compression: $N_u = 1 \times G = 183,25 \text{ daN/ml}$, on le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

Moment fléchissant : $M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \cdot 100 \cdot 0,6 = 90 \text{ daN/ml}$ (à la base)

Effort tranchant : $V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \cdot 100 = 150 \text{ daN/ml}$ (à la base)

III.2.5. Calcul de ferrailage :

➤ Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de longueur.



FigIII.11. Coupe horizontale de l'acrotère.

- **Protection des armatures :**

L'acrotère est élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit $C = 3 \text{ cm}$ à partir de l'axe de l'armature (A.7.1).

- **Ferrailage de la section à ELU :**

- **Calcul d'excentricité :**

$$M_u = N_u \times e$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{183,25} = 0,49 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} - 3 = 0,02 \text{ m} \quad \Rightarrow e = 0,49 \text{ m} > (h/2) - c = 0,02$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

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

$$M_A = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 90 + 183,25 (0,05 - 0,03) = 93,665 \text{ daN/ml}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936,65}{14,2 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,0135 < \mu_l = 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0169$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,993$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{Soit : } A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{936,65}{348,0993 \cdot 7} = 0,387 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la section des armatures à la flexion composée:**

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

$$A = A_f - \frac{1832,5}{100 \cdot 348} = 0,334 \text{ cm}^2$$

$M_A(\text{N.m})$	μ	α	β	A_f	$A(\text{cm}^2)$
936.65	0.0135	0.0169	0.0993	0.387	0.334

– **Verification:**

Vérification à L'E.L.U :(A.4.2.1)

$$A_m \geq \frac{b \cdot h^2 \cdot f_{tj} \cdot \left(e_G + d - \frac{h}{2} - z \right)}{(6e_G - h) \cdot z f_e}$$

par mesure de simplification on peut admettre :

$$d = 0,9h$$

$$z = 0,9d = 0,81h$$

$$f_{tj} = f_{t28}$$

$$\text{D'où : } A_m \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_G - 0,455d}{e_G - 0,185d}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{183,25} = 0,3274 \text{ m} ; \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow A_m \geq 0,23 \cdot 100 \cdot 7 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot \left(\frac{32,74 - 0,445 \cdot 7}{32,74 - 0,185 \cdot 7} \right) \Rightarrow A_m \geq 0,7944 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal d'armature longitudinale :**

$$A_L \geq 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_m; A_L) = \max(0,334; 0,7944; 2,5) = 2,5 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend : $A = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2$

Vérifications à l'E.L.S :

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

La contrainte de traction des armatures :

$$\text{Fissurations préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \dots\dots\dots (\text{A.4.5,33})$$

Où : η : coefficient de fissuration = 1,6 pour les barres «HA»

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266,67; 201,63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

La contrainte de compression de béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Détermination de centre de pression (N : effort de compression)

$$G_B C = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{183,25} = 0,3274 \text{ m}$$

Alors, le point « C » se trouve à l'extérieur de la section

$$c = G_B C - \frac{h}{2} = 32,74 - \frac{10}{2} = 27,74 \text{ cm}$$

Soit : compte tenu des conventions de signes : $c = -27,74 \text{ cm}$

Donc les contraintes σ_s et σ_b peuvent être déterminées par l'application des formules (77) de (P.CHARON – exercices)

$$c = -27,74 \text{ cm}$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A' = 0$$

$$A = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Nous obtenons :

$$P = -3 \cdot c^2 - \frac{90 \cdot A'}{b} (C - C') + \frac{90 \cdot A}{b} \cdot (d - c)$$

$$P = -3(-27,74)^2 - 0 + \frac{90 \cdot 2,51}{100} [7 - (-27,74)] = -2230,045$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} \cdot (C - C')^2 - \frac{90 \cdot A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2(-27,74)^3 - 0 - \frac{90 \cdot 2,51}{100} \cdot [7 - (-27,74)]^2 = 39965,97$$

y_2 : racine de l'équation cubique : $y_2^3 + py_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 2230,045 y_2 + 39965,97 = 0$

D'où les racines de cette équation sont : $y_{2,1} = 29,858 \text{ cm}$

$$y_{2,2} = -54,446 \text{ cm}$$

$$y_{2,3} = 24,585 \text{ cm}$$

On adopte la racine qui a un sens physique, on retiendra pour y_2 une valeur positive telle que :

$$0 < y_1 = y_2 + c < h \quad \text{avec } c < 0$$

Alors, on prend $y_2 = 29,858$ tel que : $0 < y_1 = y_2 - 27,74 < 10 \Rightarrow y_1 = 2,118$

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15 \cdot [A' \cdot (y_1 - c') - A(d - y_1)] = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot (2,118)^2 + 15 \cdot [0 - 2,51 \cdot (7 - 2,118)]$$

$$S = 40,66$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \cdot S} = \frac{1832,5}{100 \cdot 40,66} \Rightarrow K = 0,451$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,451 \cdot 2,118 = 0,95 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,451 \cdot (7 - 2,118) \Rightarrow \sigma_s = 32,99 \text{ Mpa}$$

Alors : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$condition vérifiée

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

Comme les deux conditions sont vérifiées donc les aciers adoptés à l'ELU restent convenables pour l'ELS.

▪ **Armatures de répartition :**(A.8.2,41)

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_r = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

▪ **L'espacement des armatures :** (B.5.3,3)

$$e_L \leq \min\{2,5h; 25\text{cm}\} \Rightarrow e_L \leq 25\text{cm} \text{ soit : } e_L = 20 \text{ cm}$$

Pour l'espacement des armatures de répartition, on prend $e_r = 25\text{cm}$

▪ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

D'après l'article (A.5.1,211) de BAEL 91 avec le cas des armatures transversales droites ($\alpha = 90^\circ$) et les fissurations préjudiciables on a :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) \text{ où } f_{c28} = 25 \text{ Mpa et } \gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5\text{Mpa}; 4\text{Mpa}) = 2,5\text{Mpa}$$

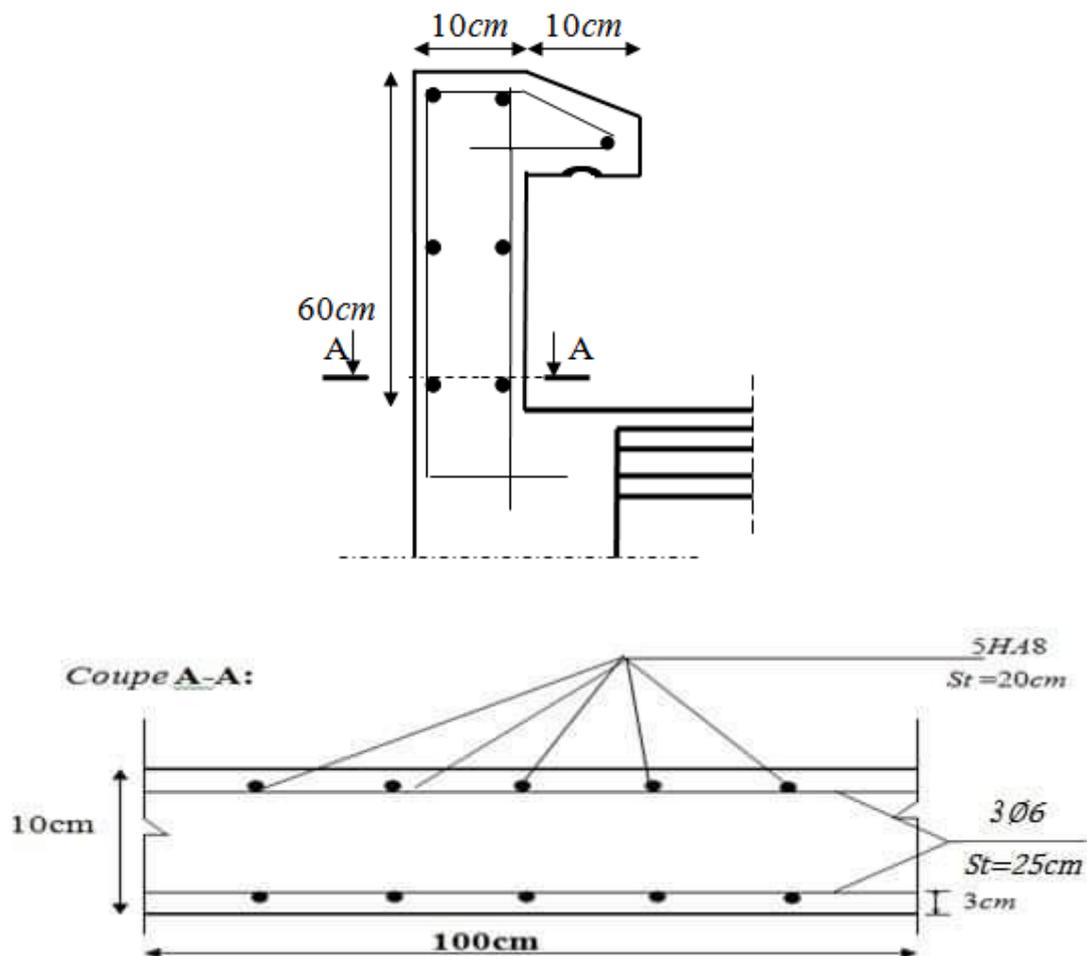
Calcul de la contrainte tangente conventionnelle : (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \text{ où } b_0 = b = 100 \text{ cm, } d = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{1500}{1000 \cdot 70} = 0,021 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

Comme la condition est vérifiée alors, on a pas besoin des armatures transversales.

▪ **Schéma du ferrailage :**



FigIII.12. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Les Escaliers :

III.3.1. Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

III.3.2. Etude de l'escalier:

Ce type d'escalier est composé de :

- Paliers d'épaisseur 17cm.
- Volées parallèles d'épaisseur 17cm.
- Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

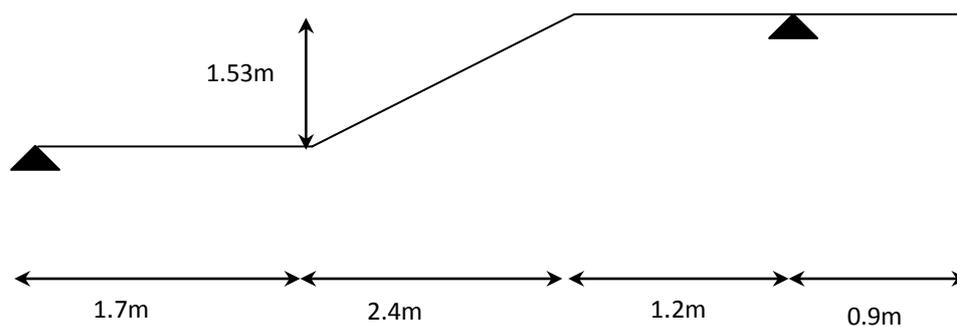


Fig.III.13.Schéma de volée de l'escalier.

III.3.3.Combinaisons d'action :

$$G_{\text{Palier}} = 5.32 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{Paillasse}} = 7.98 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- E.L.U : } P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{- E.L.S : } P_{\text{ser}} = G + Q$$

	Palier (KN/ml)	Paillasse (KN/ml)
ELU	10.93	14.52
ELS	7.82	10.48

- La charge équivalente :

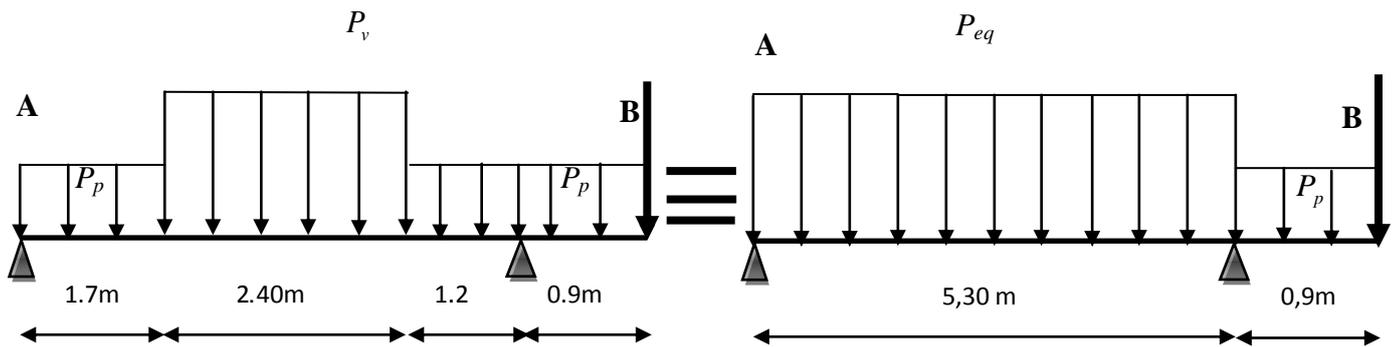


Fig.III.14. schéma statique de volée.

• Calcul les Moments et Effort Tranchants :

D'après DTR BC 2.2 art C.1.1

Pour un paroi en briques d'épaisseur de 30cm le poids surfacique 2.60 KN/m^2

$$p = (5.4 \times 1.53) \times 2.6 = 21.48 \text{ KN}$$

• E.L.U :

- La charge équivalente :

$$P_{eq} = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i} = \frac{10.93 \times 1.7 + 14.52 \times 2.4 + 10.93 \times 1.2}{5.3} = 12.55 \text{ KN}$$

- Moment isostatique : $M_0 = P_{eq} \frac{L^2}{8} = \frac{12.55 \times 5.3^2}{8} = 44.06 \text{ KN.m}$

- Réaction d'appuis:

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10.93 \times 0.9 + 12.55 \times 5.3 + 21.48 = 97.43 \text{ KN}$$

$$7 \sum M / B = 0 \Rightarrow R_A \times 5.3 - 11.83 \times \frac{5.30^2}{2} + 10.93 \times \frac{0.9^2}{2} + 21.48 \times 0.9 - \frac{13.21}{0.3 \times M_0} = 0$$

$$R_A = 29.26 \text{ KN}$$

$$R_B = 64.14 \text{ KN}$$

- Le moment fléchissant :

$$0 \leq x \leq 5.3$$

$$M(x) = -12.55 \times \frac{x^2}{2} + 29.26 \times x - 13.21$$

$$M(0) = -13.21 \text{ KN.m}$$

$$M(5.3) = -23.53 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T(x) = 12.55 \times x - 29.26$$

$$T(0) = -29.26 \text{ KN}$$

$$T(5.3) = 33.34 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.47 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2.47) = 23.72 \text{ KN.m}$$

• **E.L.S :**

- **La charge équivalente** :

$$P_{eq} = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i} = \frac{7.82 \times 1.7 + 10.48 \times 2.4 + 7.82 \times 1.2}{5.3} = 9.02 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :** $M_0 = P_{eq} \frac{L^2}{8} = \frac{9.02 \times 5.3^2}{8} = 31.67 \text{ KN.m}$

- **Réaction d'appuis:**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 7.82 \times 0.9 + 9.02 \times 5.3 + 21.48 = 75.92 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A \times 5.3 - 8.48 \times \frac{5.30^2}{2} + 7.82 \times \frac{0.9^2}{2} + 21.48 \times 0.9 - 0.3 \times M_0 = 0$$

$$R_A = 19.95 \text{ KN}$$

$$R_B = 53.06 \text{ KN}$$

- **Le moment fléchissant :**

$$0 \leq x \leq 5.3$$

$$M(x) = -9.02 \times \frac{x^2}{2} + 19.95 \times x - 9.50$$

$$M(0) = -9.50 \text{ KN.m}$$

$$M(5.3) = -22.29 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T(x) = 9.02 \times x - 19.95$$

$$T(0) = -19.95 \text{ KN}$$

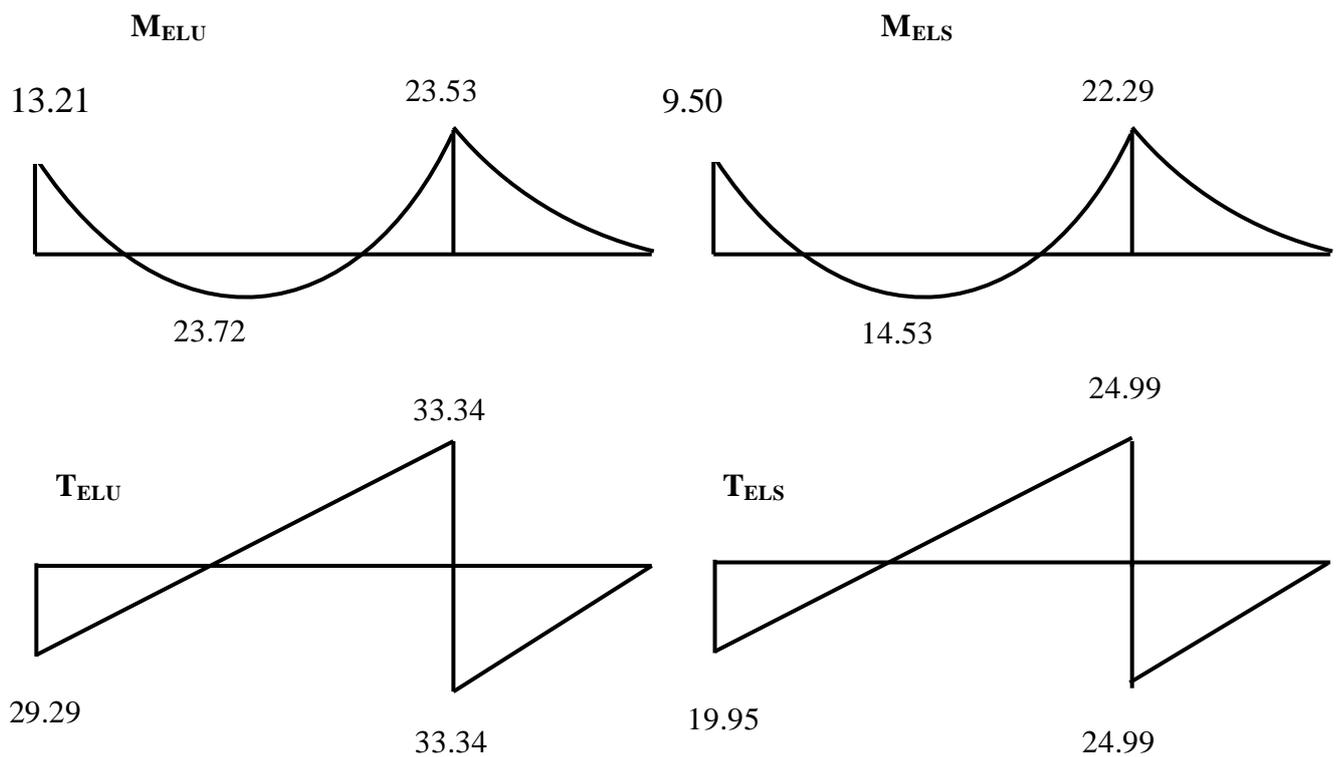
$$T(5.3) = 24.99 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.35 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2.35) = 14.53 \text{ KN.m}$$

	$q_{\text{eq}}(\text{KN/ml})$	$M_{\max}^a (\text{KN.m})$	$M_{\max}^t (\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$
ELU	12.55	23.53	23.72	33.34
ELS	9.02	22.29	14.53	24.99

Tableau III.14. Résumé des Moments et Effort Tranchant



III.3.4. Calcul de ferrailage:

- Armatures longitudinales:

- E.L.U :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad , \quad f_e = 400 \text{ MPa}, \quad f_{su} = 348 \text{ Mpa} , \quad \mu = 0.392$$

Eléments	M_u (kN.m)	$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$	$\alpha =$ $1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\beta = (1 - 0,4 \alpha)$	$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$ (Cm ²)
Travée	23.72	0.098	0.129	0.948	5.53
Appui	23.53	0.098	0.129	0.948	5.48

Tableau III.15.Tableau récapitulatif ELU.

- E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Eléments	α	M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.129	23.72	14.53	1.63	0.565	vérifier
Appuis	0.129	23.53	22.29	1.05	0.275	vérifier

Tableau III.16.Résultat de vérification ELS.

- **Condition de non fragilité:** BAEL (A.4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

- **Percentage minimal:** BAEL (B.6.4)

$$A_L \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 17 = 1,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max(A^{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_m)$$

Eléments	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_L (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	5.79	1.81	1.70	5.53	5HA16=10.05
Appuis	4.92	1.81	1.70	5.48	5HA16=10.05

Tableau III.17.Résumé de calcul ELS.

- **les armatures de répartitions** : BAEL91(A.8.2,41)

$$A_r = A_{adp} / 4$$

Elément	$A_r(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	2.512	5HA10=3.93
Appuis	2.512	5HA10= 3.93

- **Espacement entre les armatures** : BAEL91 (A.8.2,42)

a) Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 17; 33 \text{ cm}) = \min(51; 33) = 33 \text{ cm}$$

-Appuis: $S_t = (100/5) = 20 \text{ cm}$.

-Travée: $S_t = (100/5) = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 17; 45 \text{ cm}) = \min(68; 45) = 45 \text{ cm}$$

-Appuis: $S_t = (100/5) = 20 \text{ cm}$

-Travée: $S_t = (100/5) = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

D'après l'article (A.5.1,211) de BAEL 91 Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) \text{ où } f_{c28} = 25 \text{ Mpa et } \gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

Calcul de la contrainte tangente conventionnelle : (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \text{ où } b_0 = b = 100 \text{ cm, } d = 15 \text{ cm}$$

Alors : $\tau_u = \frac{33340}{1000 \times 150} = 0,222 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée}).$

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

$$1/\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{530} = 0.032 < 0.0625 \dots\dots\dots(\text{C.N.V})$$

Comme les conditions (1) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la

condition : $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$

Avec : $f_{adm} = (L / 1000) + 0.5$ cm, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis

et la portée L est supérieure à 5 m.

(BAEL 91(art B.6.5,3))

• **Calcul de la flèche** : BAEL91 (Art : B.6.5,2)

- **Position de centre de gravité de la section homogène** :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 17 \times \frac{17}{2} + 15 \times 10.05 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 10.05} = 9.02 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 17 - 9.02 = 8$ cm.

$\delta = y_G - 2 = 6$ cm

- **Moment d'inertie de la section homogène** :

$$I_0 = (bh^3/12) + b \times h \times (\frac{h}{2} - y_G)^2 + \eta \times A \times (d - y_G)^2$$

$$I_0 = (100 \times 17^3/12) + 100 \times 17 \times (\frac{17}{2} - 9.02)^2 + 15 \times 10.05 \times (15 - 9.02)^2 = 46792.22 \text{ cm}^4$$

- **Déformations instantanées** :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{10.05}{100 \times 15} = 0.0067$$

Pour les déformation instantanée $b = b_0$, $f_{t28} = 2.1$ Mpa.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0067} \Rightarrow \lambda_i = 3.13$$

- **Déformation de longue durée** :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.0067} \Rightarrow \lambda_v = 1.25$$

- **Calcul du moment fléchissant d'ELS** :

$$g = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j = \frac{(G_{dalle,pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: charge permanente sans revêtement.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{5.32 \times (1.9 + 1.4) + (7.98 \times 2.4)}{1.4 + 1.9 + 2.4} = 6.44 \text{ KN / ml}$$

$$j = \frac{4.25 \times (1.4 + 1.9) + (6.91 \times 2.4)}{1.4 + 1.9 + 2.4} = 5.37 \text{ KN / ml}$$

$$P = g + q = 6.44 + 2.5 = 8.94 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser}^g = 7.866 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser}^j = 5.113 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser}^{q_{ser}} = 14.341 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:**

- Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho \quad , \quad \rho_1 = 100 \times 0.0063 = 0.630 \Rightarrow \beta_1 = 0.883 \text{ (Tableau BAEL 83)}$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{7.866 \times 10^6}{0.883 \times 1005 \times 150} = 59.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{5.113 \times 10^6}{0.883 \times 1005 \times 150} = 38.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{14.341 \times 10^6}{0.883 \times 1005 \times 150} = 107.73 \text{ MPa}$$

- **Calcul de coefficient μ :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00630 \times 38.41 + 2.1} = -0.197$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00630 \times 59.09 + 2.1} = -0.023$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^q + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00630 \times 107.73 + 2.1} = 0.236$$

- **Calcul des inerties :**

$$I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{46792.22}{1 + 1.25 \times -0.023} = 52995.04 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{46792.22}{1 + 3.13 \times -0.023} = 55464.31 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{46792.22}{1 + 3.13 \times -0.197} = 66210.57 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^{q\text{ ser}} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{q\text{ ser}}} = 1.1 \times \frac{46792.22}{1 + 3.13 \times 0.236} = 29603.74 \text{ cm}^4$$

- **Module de déformation longitudinale instantanée :**

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.2})$$

- **Flèche correspondant:**

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \cdot J^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^g} = \frac{7.866 \times 10^3 \times (530)^2}{10 \times 32164.2 \times 55464.31} = 0.123 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \cdot J^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^j} = \frac{5.113 \times 10^3 \times (530)^2}{10 \times 32164.20 \times 66210.57} = 0.067 \text{ cm}$$

$$f_{q\text{ ser}} = \frac{M_{ser}^{q\text{ ser}} \cdot J^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^{q\text{ ser}}} = \frac{14.341 \times 10^3 \times (530)^2}{10 \times 32164.2 \times 29603.74} = 0.423 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \cdot J^2}{10 E_v \cdot I_{Fv}^g} = \frac{7.866 \times 10^3 \times (530)^2}{10 \times 10818.87 \times 52995.04} = 0.385 \text{ cm}$$

- **Calcul de la flèche Totale:**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{q,ser} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}}$$

$$\Delta f_t = (0.385 - 0.067) + (0.423 - 0.123) = 1.013 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.618 \text{ cm} < \overline{f_{adm}} = (L / 1000) + 0.5 = (530 / 1000) + 0.5 = 1.03 \text{ cm}$$

▪ Schéma de ferrailage:

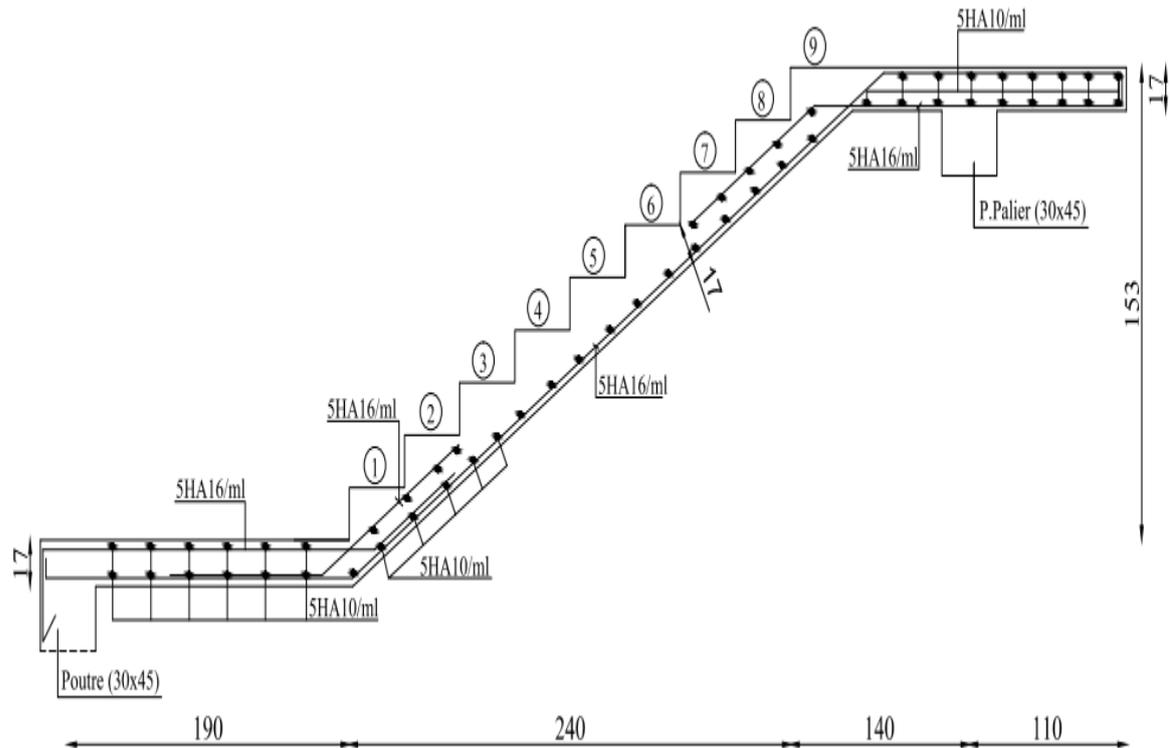


Figure III.15: Schéma de ferrailage de l'escalier.

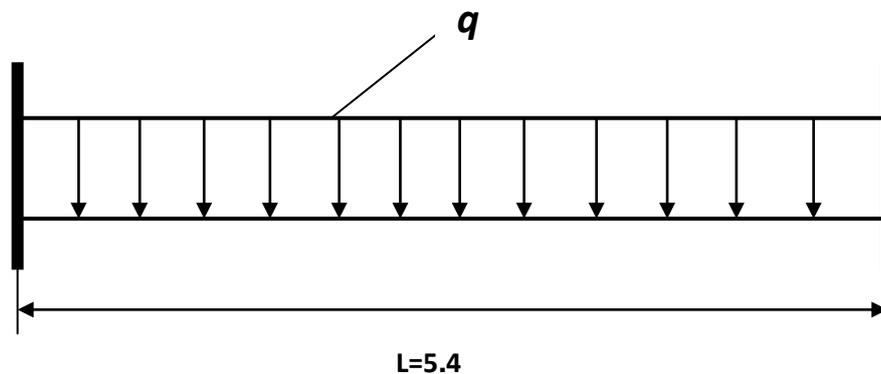
III.3.5. Calcul de la poutre palier :

III.3.5.1. Introduction :

La poutre palier est une poutre simplement appuyée, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre " p_p ".
- poids du mur extérieur p_m .
- La réaction de la volée.

- Pré dimensionnement :



$$h \geq \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L \text{ cm}$$

$$h \geq (36;54) \text{ cm}$$

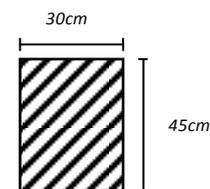
Alors on prend : $h = 45\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$

- Selon RPA 99 :

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow (c.v).$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow (c.v).$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 = 1.5 < 4 \rightarrow (c.v).$$



Section (30x45) cm²

7.2. Evaluation des charges :

- poids propre : $p_p = (0.45 \times 0.30) \times 25 = 3.375 \text{ kN/ml}$

- poids du palier : $= 5.32 \text{ kN/ml}$

- Poids du la paillasse : $= 7.98 \text{ kN/ml}$

• Réaction d'escalier ou niveau du palier :

$$T = \frac{pl}{2}.$$

• Calcul de la poutre a la flexion :

- Les charges permanentes :

$$G = p_p + p_s + p_{poutre} = 16.675 \text{ kN/ml}.$$

- Combinaison d'action :

$$ELU : p_u = (1.35G + 1.5q) .$$

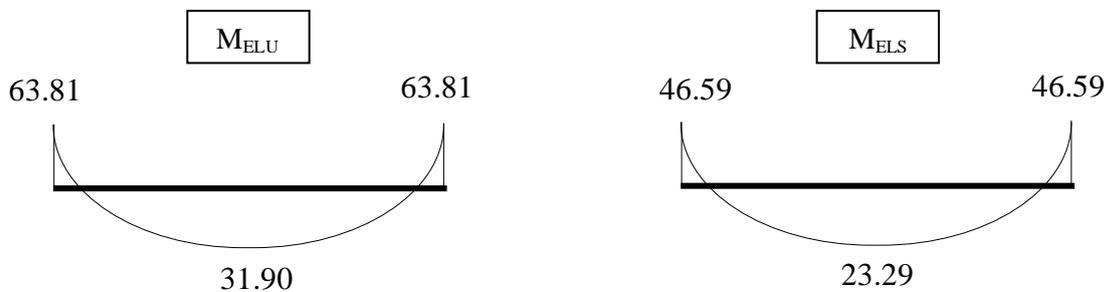
$$ELS : p_s = (G + q) .$$

$$M_a = P_u \times \frac{L^2}{12}$$

$$M_t = p_u \times \frac{L^2}{24}$$

$$T = \frac{pl}{2} .$$

Elément	p_u (kN/ml)	p_s (kN/ml)	M_u (kN.m)	M_s (kN.m)	T_u (kN)	T_s (kN)
Appui	26.26	19.175	63.81	46.59	70.90	51.77
Travée	26.26	19.175	31.90	23.29		



III.3.5.2. Calcul de ferrailage :

- ELU :

$$\text{L'enrobage : } c \geq e + \frac{\phi}{2} \quad , \quad \phi \leq \frac{h}{10} .$$

$$e = 1 \text{ cm} \Rightarrow c = 4 \text{ cm} \rightarrow d = h - c \Rightarrow 45 - 4 = 41 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

• Les armatures longitudinales :

Elément	M_u	μ	μ_l	α	β	A_{cal}
Appui	63.81	0.084	0.392	0.109	0.956	4.41
Travée	31.90	0.042	0.392	0.053	0.978	2.15

Tableau III.18. Tableau récapitulatif ELU

- E.L.S :

- la fissuration est peut nuisible donc il n y a aucune vérification concernant σ_s .

- section rectangulaire, flexion simple, Les acier de type *FeE 400* : Donc la vérification de σ_b est intitulé si la condition suivant est remplie :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	M_u	M_s	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
Appui	63.81	49.59	1.37	0.109	0.435	c.v
Travée	31.90	23.29	1.37	0.053	0.435	c.v

Tableau III.19.Résultat de vérification ELS

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b.d \frac{F_{t28}}{F_e} \quad . \quad A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 41 \times \frac{2.1}{400} = 1.48 \text{cm}^2 .$$

Pourcentage minimal : BAEL91 (Art .B.6.4)

$$A_{\min}^1 \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min}^1 \geq 0.001 \times 30 \times 45 = 1.35 \text{cm}^2$$

pourcentage minimal : RPA 99(Art .7.5.2.1)

$$A_{\min}^{RBA} = 0.5\% b \times h = \frac{0.5}{100} \times 30 \times 45 = 6.75 \text{cm}^2$$

Elément	A_{cal}	$A_{\min} \text{cm}^2$	A'_{\min}	A_{\min}^{RBA}	A_{\max}
Appui	4.41	1.48	1.35	6.75	6.75
Travée	2.15	1.48	1.35	6.75	6.75

• **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{70900}{300 \times 410} = 0.576 \text{MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} .$$

$$\tau_u = 0.576 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa} .$$

⇒ Selon BAEL 91 les armatures transversale ne son pas nécessaire, et il font disposer des cadre des armatures minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\}.$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{1.28, 1.2, 3\} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures transversales : RPA 99.** (art 7.5.2.2)

- dans la zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right)$

$$\Rightarrow S_t \leq (11.25 ; 9.6; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

- dans la zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \Rightarrow S'_t \leq 22.5 \Rightarrow S'_t = 15 \text{ cm}$

- la longueur de la zone nodale : $L' = 2h = 90 \text{ cm}$.

- la quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.2.1).

$$A_t \geq 0.4b_0 \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 30 \times \frac{15}{235} = 0.76.$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8f_e} .$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (0.307 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = -0.77 .$$

- RPA 99 version 2003: (art 7.5.2.2) page 53

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A = A^{RPA} = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

- **Les armatures :** Les armatures longitudinales :

Elément	A_f	A_{adpter}
Appui	6.75	$3HA16 + 2HA12 = 8.29 \text{ cm}$
Travée	6.75	$3HA16 + 2HA12 = 8.29 \text{ cm}$

Les armatures transversales : Donc sont $A_t = 4HA8 = 2.01$

- **Condition de la Flèche :** pour une poutre encastree dans ses extremités, la flèche est :

$$f = \frac{p \cdot L^4}{384EI}$$

I=l' inertie de la poutre

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 45^3}{12} = 227812.5 \text{ cm}^4$$

E= model de YOUNG $E=3.2 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$

L:longueur de la poutre $L= 5.40\text{m}$

$P= P_u = (1.35G + 1.5q) = 26.26 \text{ KN/ml} = 26260\text{N/ml}$

Donc : $f = \frac{26260 \times (5.40 \times 10^2)^4}{384 \times 3.2 \times 10^5 \times 227812.5} = 0.27\text{cm} < f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5\text{cm} = 1.03\text{cm} \dots \dots \text{cv}$

▪ **Schéma de ferrailage**

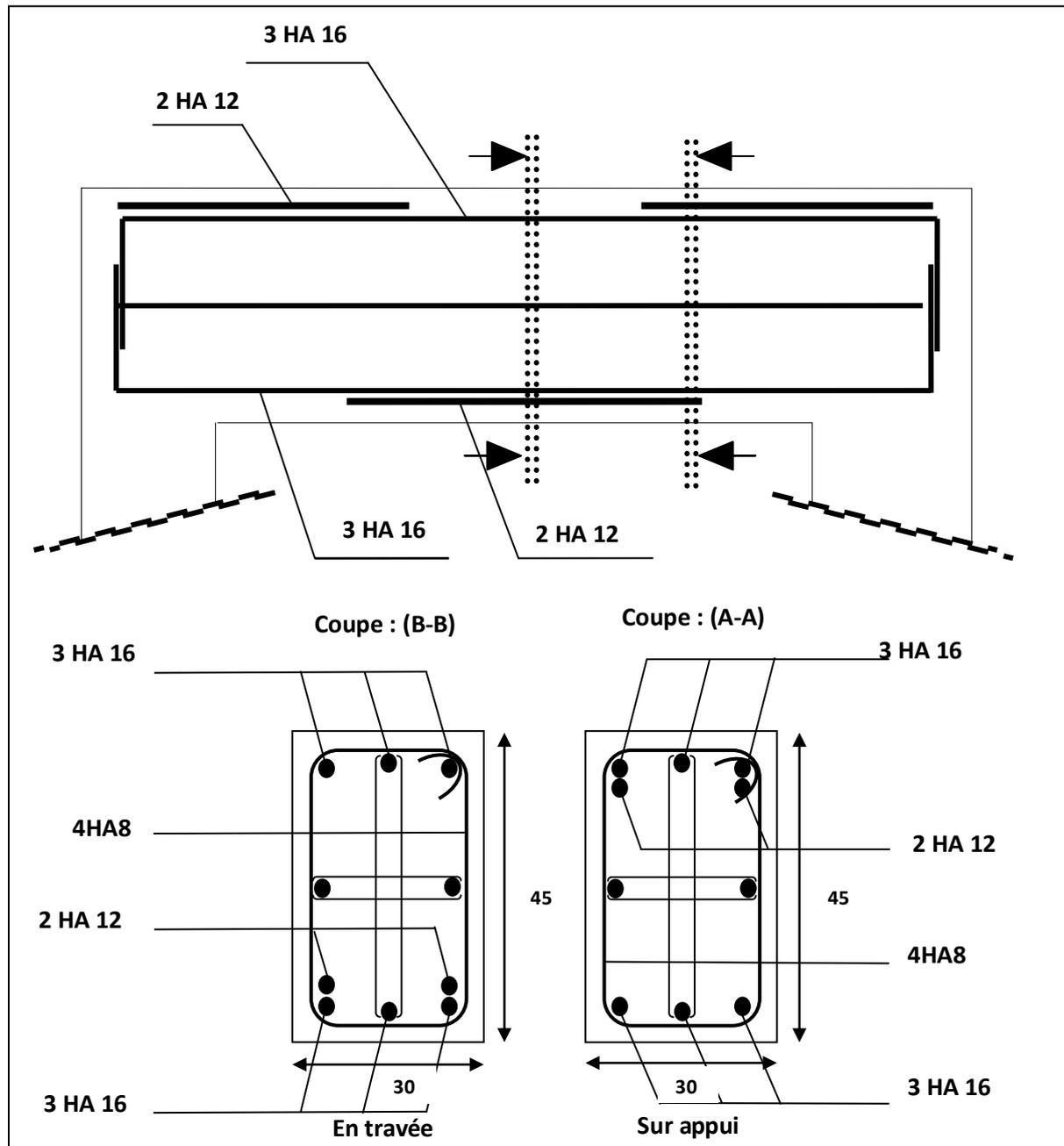


Fig. III.16.Ferrailage de poutre palière.

III.4. Les balcons :

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

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

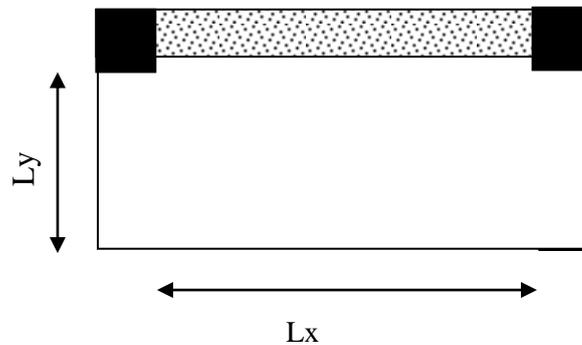


Figure III.17. Schéma de balcons.

➤ **Type(01)**

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.10}{4.8} = 0.23 < 0.4$$

➤ **Type(02)**

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.10}{4.5} = 0.24 < 0.4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens.

III.4.1. Evaluation des charges:

a) Balcon terrasse (inaccessible) : Type(1-2) :

-Poids propre : $G = 730 \times 1 = 730$ daN/ml.

-Force concentrée due aux poids de l'acrotère: $P = 183,25$ daN/ml.

-Surcharge d'exploitation : $Q = 100$ daN/ml.

b) Balcon d'étage courant (accessible) :

Type(01)

-Poids propre : $G = 536 \times 1 = 536$ daN/ml.

-Force concentrée due aux poids de mur dans bande de 1 m:

$$P = 172 \times 1.1 = 189.2$$
 daN/ml.

-Surcharge d'exploitation : $Q = 350$ daN/ml

Type(02)

-Poids propre : $G = 536 \times 1 = 536$ daN/ml.

-Poids de mur :

$$P = 172 \times 1.1 \times 3.06 = 578.95 \text{ daN/ml.}$$

-Surcharge d'exploitation : $Q = 250 \text{ daN/ml}$

III.4.2. Les combinaisons des charges :

- **Terrasse Type(1-2) :**

E.L.U :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (730) + 1,5(100) = 1135.5 \text{ daN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 183,25 = 247.39 \text{ daN/ml.}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = G + Q = 830 \text{ daN/ml.}$$

$$P_s = P = 183,25 \text{ daN/ml.}$$

- **Étage courant Type(01) :**

E.L.U :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (536) + 1,5(350) = 1248.6 \text{ daN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 189.2 = 255.42 \text{ daN/ml.}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = G + Q = 886 \text{ daN/ml.}$$

$$P_s = 189.2 \text{ daN/ml.}$$

- **Étage courant Type(02) :**

E.L.U :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (536) + 1,5(250) = 1098.6 \text{ daN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 578.95 = 781.58 \text{ daN/ml.}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = G + Q = 786 \text{ daN/ml.}$$

$$P_s = 578.95 \text{ daN/ml.}$$

III.4.3. Calcul des sollicitations:

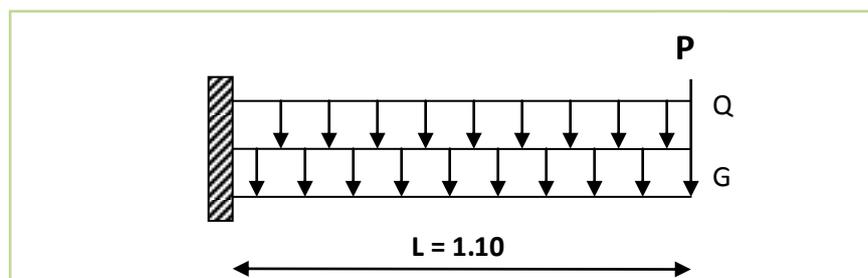


Figure III.18. Schéma statique de balcon

❖ Le moment ultime a l'encastrement M_u pour une bonde de 1m est de :

$$M_u = (q_u \times L^2 / 2) + P_u \times L$$

❖ Le Moment Service a l'encastrement M_s pour une bonde de 1m est de:

$$M_s = (q_s \times L^2 / 2) + P_s \times L$$

❖ L'effort tranchant:

$$V_u = (q_u \times L) + P_u$$

	P_s (daN/ml)	P_u (daN/ml)	q_s (daN/ml)	q_u (daN/ml)	M_s (daN.ml)	M_u (daN.ml)	V_u (daN)
Terrasse Type (1-2)	183,25	247.39	830	1135.5	703.72	959.10	1496.44
E courant Type 01	189.2	255.42	886	1248.6	744.15	1036.36	1628.88
E courant Type 02	578.95	781.58	786	1098.6	1112.37	1524.39	1990.04

Tab.III.20.Evaluation des charges –balcon-

III.4.4.Calcul du ferrailage à l'E.L.U

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

-fissuration peu nuisible

On prend : $C = 3$ cm ; $d = h - C = 15 - 3 = 12$ cm.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} d^2 b} = \frac{1524.39 \times 10^4}{14.2 \times 1000 \times 120^2} = 0.074 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$ Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.096$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.961$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1524.39}{348 \times 0.961 \times 12} = 3.79 \text{ cm}^2$$

III.4.5.verification:**III.4.5.1.Vérification à l'E.L.U :****-Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.100.12\frac{2,1}{400} = 1.45\text{cm}^2.$$

-Pourcentage minimal :

$$A_L \geq 0,001.b.h = 0,001.100.15 = 1.5\text{cm}^2.$$

Donc :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_L) = \max (2.54, 1.45, 1.5) \text{ cm}^2.$$

$$A = 3.79 \text{ cm}^2.$$

Alors, on prend : $A = 4 \text{ HA } 12 = 4.52\text{cm}^2$.**III.4.5.2.Vérifications à l'E.L.S :**

- Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 et B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

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

$$b \cdot y_1^2 / 2 - 15(A + A') y_1 - 15(d.A + d'.A') = 0$$

$$50 \times y_1^2 + 15 \times 4.52 \times y_1 - 15 \times 12 \times 4.52 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 3.41\text{cm} > 0 \dots \dots \dots \text{OK}$$

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

$$I = (b.y_1^3/3) + 15.A(d-y_1)^2$$

$$I = 6324.55\text{cm}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

La contrainte de compression de béton : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = \frac{M_s \times Y_1}{I} = \frac{11123.7 \times 1000 \times 34.1}{63245500} = 5.99 \text{ MPa } \sigma_b < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots (\text{Vérifie}).$$

La contrainte de traction des armatures :

Fissurations préjudiciables : $\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \dots \dots \dots (\text{A.4.5,33})$

Où : η : coefficient de fissuration = 1,6 pour les barres «HA»

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266,67; 201,63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - y_1)}{I} = \frac{15 \times 11123,7 \times (120 - 34,1)}{63245500} = 0,226 \text{ MPa } \sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots (\text{Vériefie}).$$

Comme les deux conditions sont vérifiées donc les aciers adoptés à l'ELU restent convenables pour l'ELS

Armatures de répartition : (A.8.2,41)

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_r = 5 \text{ HA } 8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures : (B.5.3,3)

$$e_L \leq \min\{2,5h; 25\text{cm}\} \Rightarrow e_L \leq 25\text{cm} \text{ soit : } e_L = 25 \text{ cm}$$

Pour l'espacement des armatures de répartition, on prend $e_r = 22 \text{ cm}$

• **Vérification de contrainte de cisaillement :**

D'après l'article (A.5.1,211) de BAEL 91 avec le cas des armatures transversales droites ($\alpha = 90^\circ$) et les fissurations préjudiciables on a :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) \text{ où } f_{c28} = 25 \text{ Mpa et } \gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5\text{Mpa}; 4\text{Mpa}) = 2,5\text{Mpa}$$

• **Vérification la flèche : BAEL 91 (ART : B.6.5.1)**

$$(A/b \cdot d) \leq (4,2/fe)$$

$$(A/b \cdot d) = (4,52/100 \cdot 12) = 0,0037$$

$$(4,2/fe) = (4,2/400) = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad 0,0037 \leq 0,0105 \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

Calcul de la contrainte tangente conventionnelle : (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \text{ où } b_0 = b = 100 \text{ cm, } d = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{19900,4}{1000 \cdot 120} = 0,165 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

Comme la condition est vérifiée alors, on a pas besoin des armatures transversales.

III.4.6. Schéma de ferrailage :

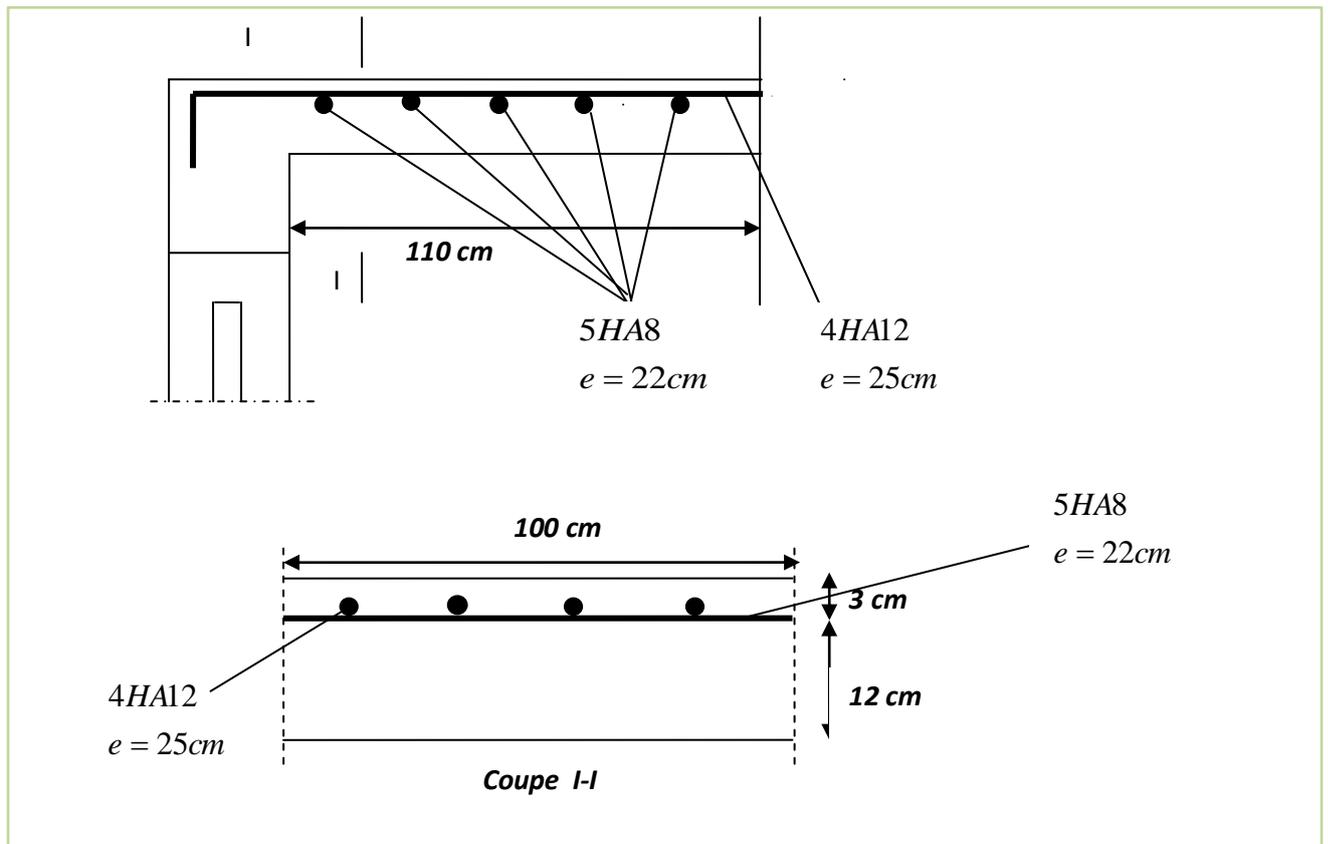


Figure. III.19. ferrailage de balcon.

Chapitre IV:
Etude dynamique

IV.1. Etude au vent :

IV.1.1. Introduction :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

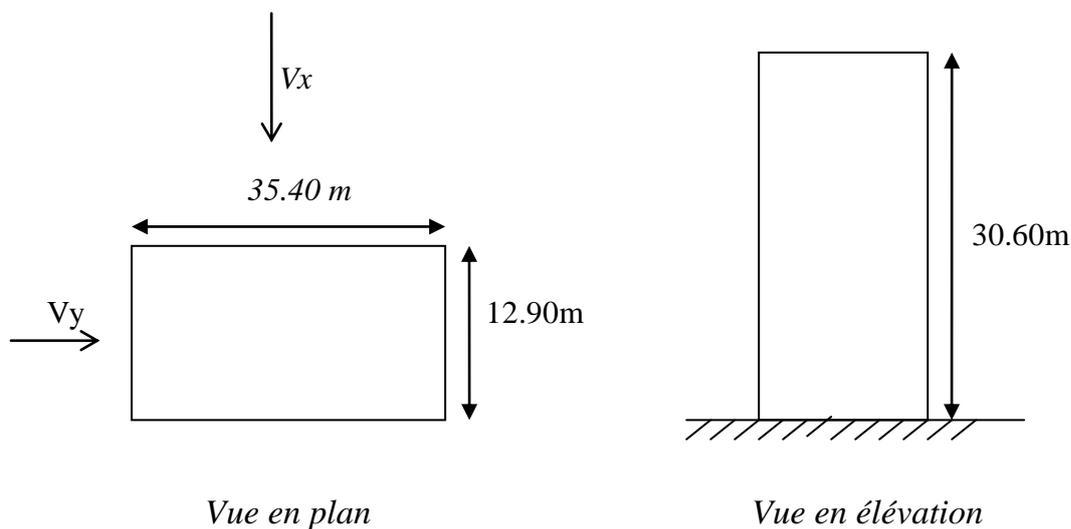


Figure IV.1.(01): Action du vent sur la structure

IV.1.2. détermination de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51); pour :

Sens x:

$$h = 30.06 \text{ m}; b = 35.4 \text{ m}.$$

Après l'interpolation : $C_d = 0.93$

Sens y:

$h = 30.06 \text{ m}$; $b = 12.9 \text{ m}$.

Après l'interpolation : $C_d = 0.95$

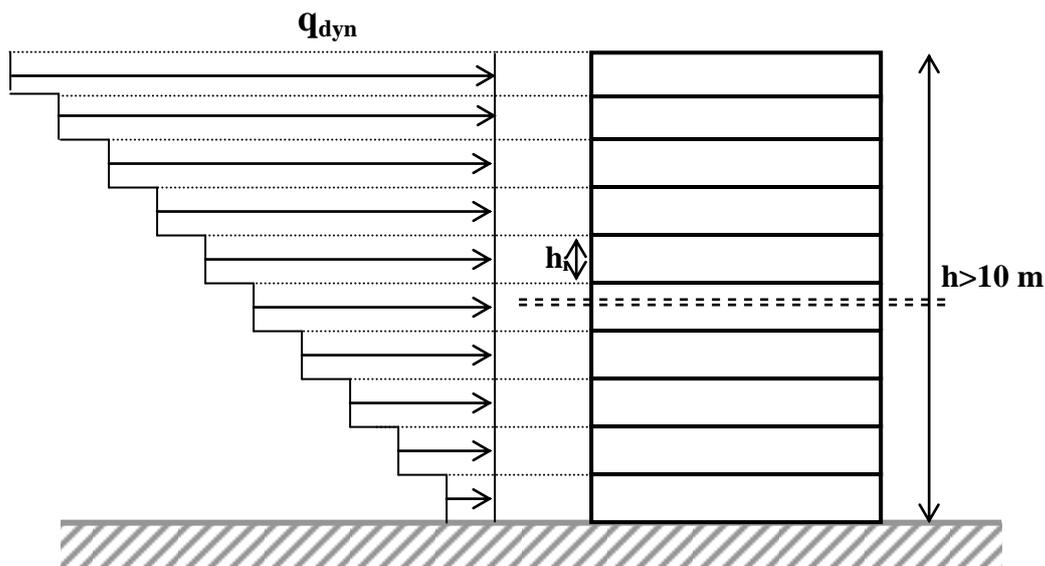
C_d dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

IV.1.3. détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à l'article 3.1.1 des RNV99.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec « n » étant le nombre de niveaux de la construction.



Répartition de la pression dynamique

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 RNV99) .

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : est donnée par le tableau: A1.1 page 85 en fonction de la zone de vent.

Zone I $\rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

C_e : peut être calculé par la formule :

$$C_e(Z_{eq}) = C_T^2(Z_{eq}) \times C_r^2(Z_{eq}) \times \left[1 + \frac{(7 \times K_T)}{(C_T(Z) \times C_r(Z))} \right]$$

C_T : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent.

Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 RNV99).

$$\text{Site plat} \rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$$

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent; sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \rightarrow Z_{\min}=16\text{m} \leq Z=30.06\text{m} \leq 200 \text{ m} \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

D'après le tableau (2.4 RNV99) on a :

K_T : Facteur de terrain. $K_T = 0,24$.

Z_0 : Paramètre de rugosité. $Z_0 = 1 \text{ m}$.

Z_{\min} : Hauteur minimale. $Z_{\min} = 16 \text{ m}$.

Z : Hauteur considérée.

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j si cet élément de surface est vertical.

Z_j (M)	C_r	C_e	$q_{\text{dyn}} \text{ (N/m}^2\text{)}$
1.53	0.102	0.181	67.875
4.59	0.365	0.746	279.750
7.65	0.488	1.057	396.375
10.71	0.569	1.276	478.500
13.77	0.629	1,450	543.750
16.83	0.677	1,594	597.750
19.89	0.717	1,718	644.250
22.95	0.751	1,825	684.375
26.01	0.782	1.925	721.875
29.07	0.808	2.010	753.750
30.90	0.823	2.059	772.488

IV.1.4. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc

$$C_{pe} = C_{pe.10}$$

a- Parois verticales :

Sens x-x:

$$h = 30.06 \text{ m}; \quad b = 35.4 \text{ m}; \quad d = 12.9 \text{ m}.$$

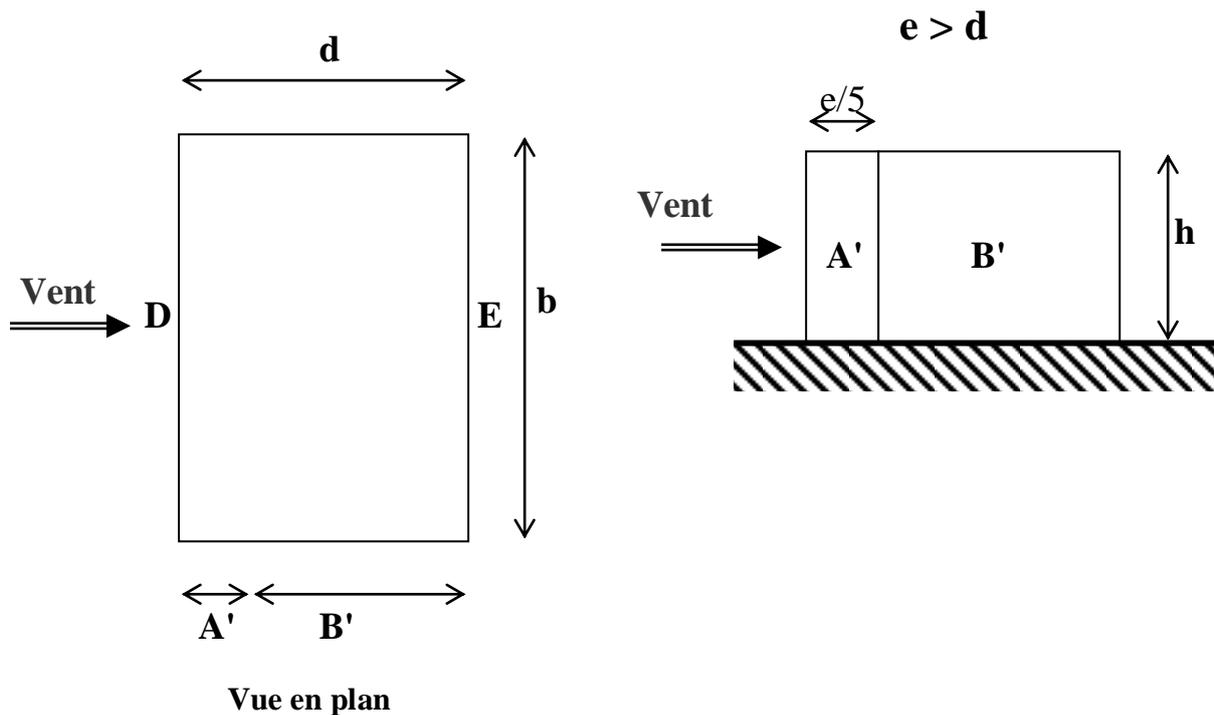
$$e = \text{Min}(b, 2h).$$

$$\Rightarrow e = \text{Min}(35.4; 2 \times 30.6).$$

$$e = 35.4 \text{ m}.$$

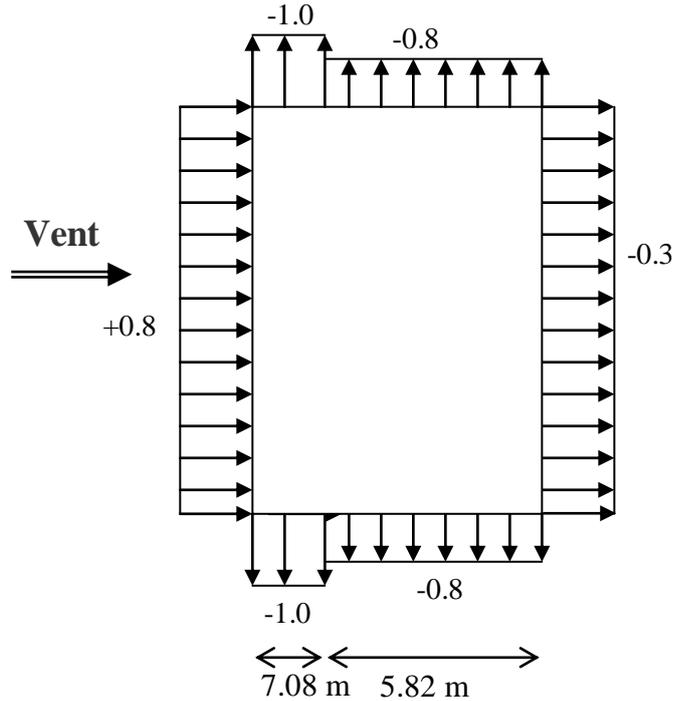
b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction. $b = 35.4 \text{ m}$

h : La hauteur total de la construction.



D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

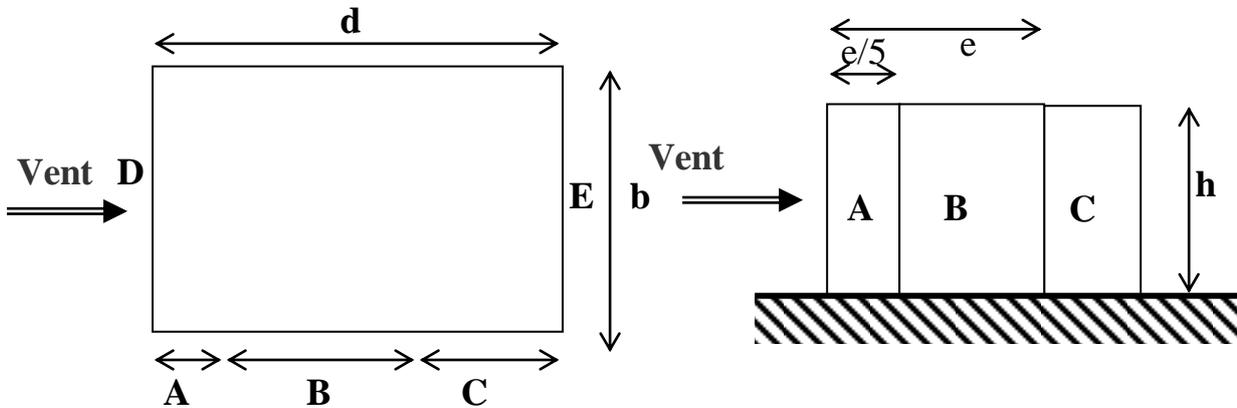


Sens y-y : $h = 30.60 \text{ m}$; $b = 12.90 \text{ m}$. $d = 35.40 \text{ m}$

$e = \text{Min} (12.90, 2 \times 35.40)$.

$e = 12.90 \text{ m}$.

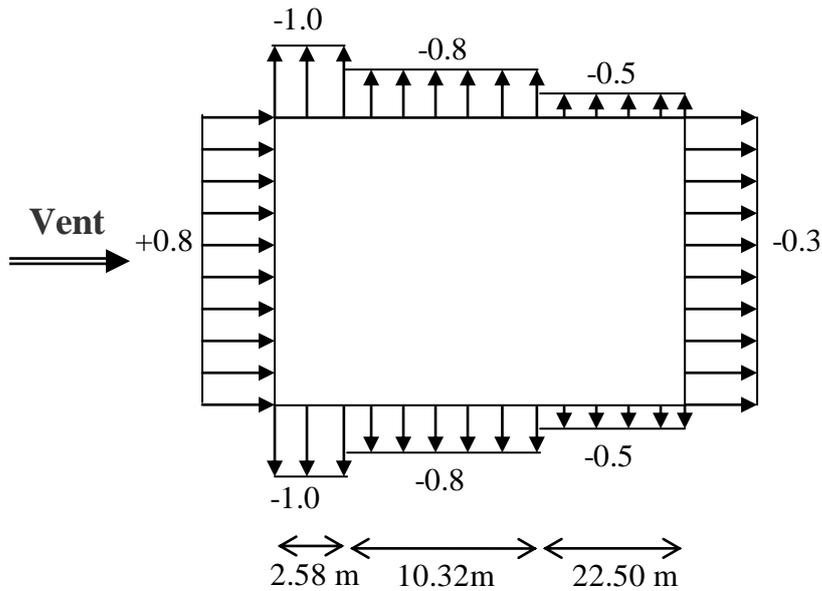
$e < d$



Vue en plan

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

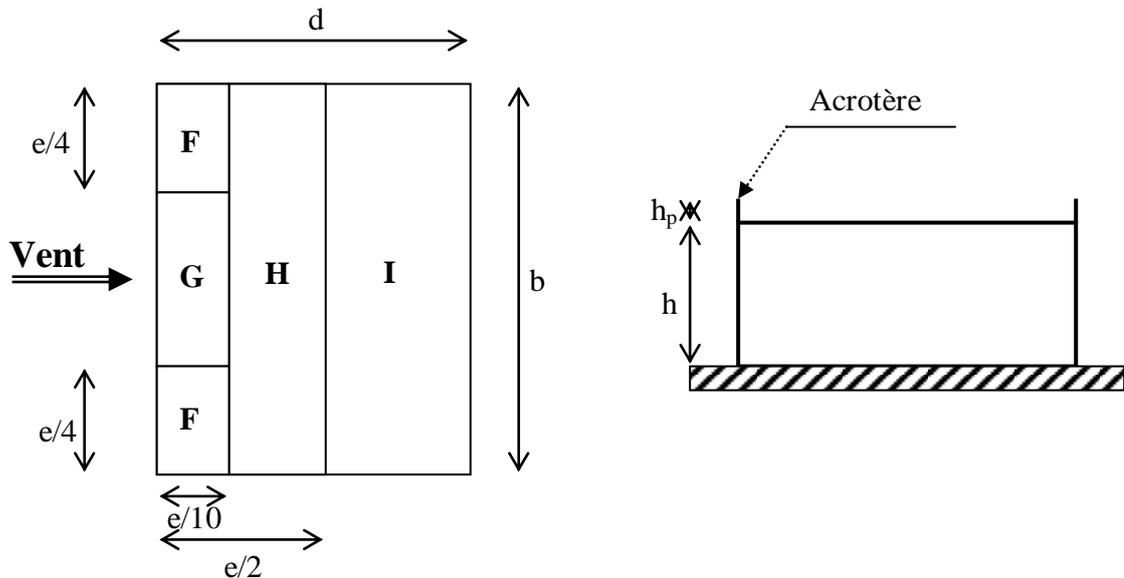


b- Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient $C_{pe,10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{min}[35.40 ; 2*30.60] \Rightarrow e=35.40\text{m}.$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent.



		ZONE			
		F	G	H	I
		$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
Avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,050$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,100$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

Dans notre cas $h_p/h = 0.6/30.60 = 0,019$.

IV.1.5. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (art 2.2 P78).

IV.1.6. Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} + C_{pi}$$

Alors on a le tableau suivant :

ZONE	C_{PI}	$C_{PE} = C_{P10}$	C_P
A A'	0.8	-1	-1.8
B B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

IV.1.7. Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

Pour déterminer la valeur de la coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule 2.1

$$(RVN P.40): q_j = C_d \times W(Z_j).$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W_j : est obtenu à l'aide de formule suivant : $W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$.

On prend par exemple: $Z_j = 19.89$ m ; $q_{dyn} = 644.250 N/m^2$.

Pour $C_{pi} = 0.8$:

Sens x : $C_d=0.93$

ZONE	C_{PE}	W_J	Q_J
A'	-1.0	-1159.65	-1078.47
B'	-0.8	-1030.80	-958.64
D	+0.8	0	0
E	-0.3	-708.675	-659.068

Sens y : $C_d=0.95$

ZONE	C_{PE}	W_J	Q_J
A'	-1.0	-1159.65	-1101.67
B'	-0.8	-1030.80	-979.26
C	-0.5	-837.53	-795.65
D	+0.8	0	0
E	-0.3	-708.675	-673.24

Pour $C_{pi} = -0.5$:

Sens x : $C_d=0.93$

ZONE	C_{PE}	W_J	Q_J
A'	-1.0	-322.12	-299.57
B'	-0.8	-193.28	-179.75
D	+0.8	-837.53	-778.90
E	-0.3	128.85	119.83

Sens y : $C_d=0.95$

ZONE	C_{PE}	W_J	Q_J
A'	-1.0	-322.12	-306.02
B'	-0.8	-193.28	-183.61
C	-0.5	0	0
D	+0.8	-837.53	-795.65
E	-0.3	128.85	122.41

IV.1.8. Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2.8)$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j.

$S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j.

$C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

D'après le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport

$\frac{d}{b} \geq 3$, et le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$, soient vérifiés ; ou b la dimension de la construction

perpendiculaire au direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

Sens x: b = 35.40 m; d = 12.90m; h = 30.60 m.

$$\frac{d}{b} = \frac{12.90}{35.40} = 0.364 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{12.90}{30.60} = 0.421 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

Sens y: b = 12.90 m; d = 35.40m; h = 30.60 m.

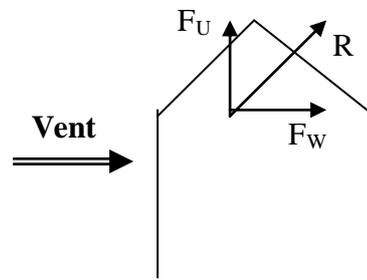
$$\frac{d}{b} = \frac{35.40}{12.90} = 2.74 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{35.40}{30.60} = 1.15 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

donc : $F_{frj} = 0$

IV.1.9. Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



F_W : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_U : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \sum (\mathbf{q}_i \times \mathbf{S}_i) + \sum \mathbf{F}_{frj}$$

\sum : la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

q_j : Pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

S_j : Aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : Forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Zj (m)	Zone	s(x) m2	s(y) m2	q _{dyn} (N/m2)	q _j (x)	q _j (y)	R(x) (N)	R(y) (N)
1.53	-1.1	108.32	39.47	67.875	-69.44	-70.93	-7521.74	-2799.60
4.59	-1.1	108.32	39.47	279.750	-286.18	-292.34	-30999.01	-11538.65
7.65				396.375	-405.49	-414.21	-43922.67	-16348.86
10.71				478.500	-489.51	-500.03	-53023.72	-19771.70
13.77				543.750	-556.25	-568.22	-60253.00	-22427.64
16.83				597.750	-611.50	-624.65	-66237.68	-24654.93
19.89				644.250	-659.07	-673.24	-71390.46	-26572.78
22.95				684.375	-700.11	-715.17	-75835.91	-28227.75
26.01				721.875	-738.48	-754.36	-79992.15	-29774.58
29.07				753.750	-771.08	-787.66	-83523.38	-31088.94
30.90				-2.4	25.91	9.44	772.488	-1724.19
	-1.9	772.488	-1364.98	-1394.34			-35366.63	-13162.56
	-1.5	772.488	-1077.62	-1100.79			-27921.13	-10391.45
la Somme=							-680661.2	-253385.8

$$\mathbf{R}_x = -680.661\text{KN}$$

$$\mathbf{R}_y = -253.385\text{KN}$$

IV.1.10.Conclusion

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et vue que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismique.

IV.2. Etude sismique :

IV.2. 1.Introduction :

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et où il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions.

Le séisme correspond à des vibrations du sol causées par une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre.

Ce phénomène naturel peut causé des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sont l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes.

Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment(R+9) à usage administratif avec un système de contreventement mixte (voile + portique), est implanté à Wilaya de BJAIA, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone sismicité (Zone II_a : sismicité moyenne) et dans un Site ferme (S2).

✓ Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.2.Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

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

a) Méthode statique équivalente:**• 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 à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

• Demain d'application:

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99.version 2003 (page 25).

b) Méthode d'analyse modale spectrale:**• Principe:**

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

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel d'analyse des structures (Robot), par ailleurs ce calcul a été complète par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règle RPA99 v2003.

• Demain d'application:

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où méthodes statique équivalente est inapplicable.

c) Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :**• Principe:**

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

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

IV.2.3. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

a) Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **ROBOT Structural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

-Description de logiciel ROBOT :

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce a une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considère rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

-buts de l'analyse dynamique:

-Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

-Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.

-La masse des planchers est calculée de manière a inclure une partie de la surcharges d'exploitation ($\beta = 0,2$) **tab.4.5.RPA99-v2003**.

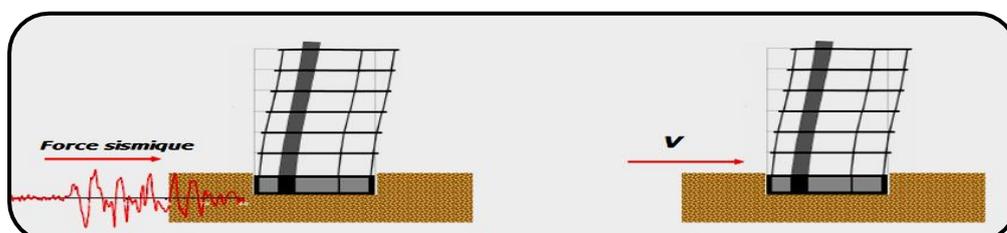


Fig. IV.2.(01). Simulation de la force sismique.

b) Spectre de Réponse de calcul : RPA99-v2003 (Art:4.3.3) (page:57):

L'action séismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

- A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1).
- η** : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05%).
- $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$
- ξ** : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2).
- R** : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3).
- T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).
- Q** : Facteur de qualité (tableau 4.4).

Alors dans notre cas : (tableau 4.2) (page : 46).

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = 7 \% \longrightarrow \text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \\ \text{-- } A = 0.15 \dots\dots\dots \text{Zone IIa (tableau 4.1).} \\ \text{-- } R = 5 \dots\dots\dots \text{(Structure mixte avec interaction-tableau 4.3 RPA99.} \\ \text{-- } \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.40 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.7 RPA99 – v2003).} \end{array} \right. \\ \text{-- } Q : \text{sa valeur et déterminer par la formule : } Q = 1 + \Sigma P_q \end{array} \right.$$

P_q : Tableau 4.4 RPA99-v2003.

Tableau IV.1. valeurs des pénalités P_q .

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0.05
2. Redondance en plan	/	0.05
3. Régularité en plan	/	0.05
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/

Alors à partir de tableau on trouve: $Q = 1.15$

C) Nombre de modes à considérer:

D'après RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a) :

- Pour les structure représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration a retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

_ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a **90%** au moins de la masse totale de la structure.

_ Ou que les modes ayant un masse model effective supérieure a **05%** De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.

_ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, les nombres minimal de modes K à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $TK \leq 0.20$ sec

Ou : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et TK la période du mode K.

d) Analyse de la structure :

1 .Premier variante :

Après l'Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tire les résultats suivant :

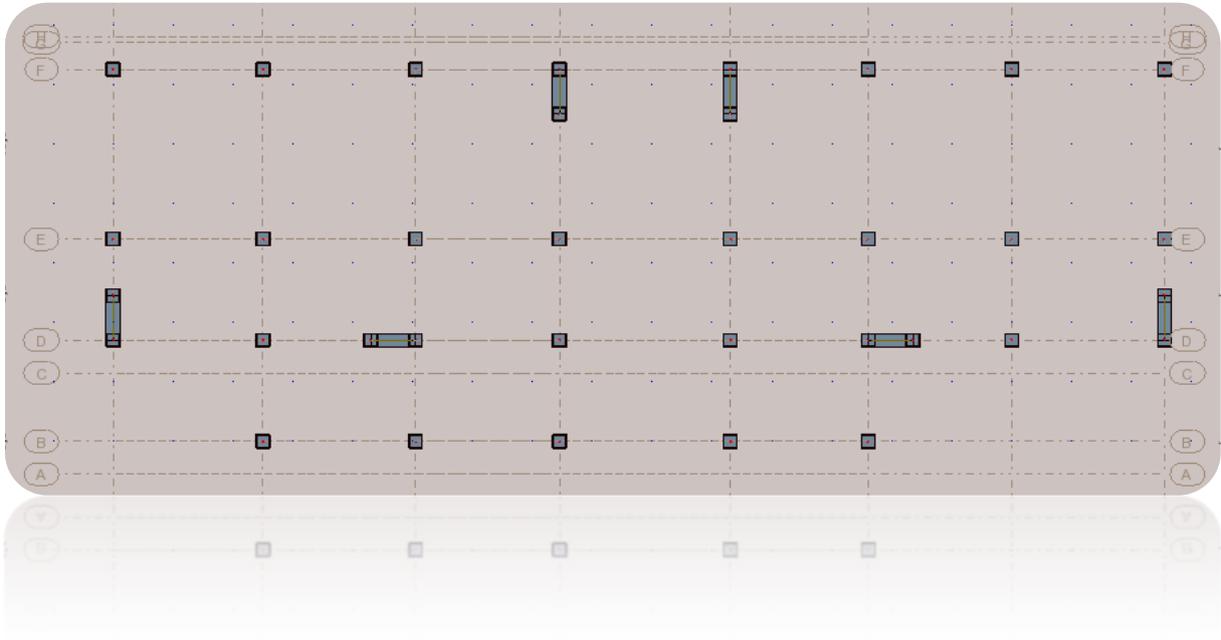


Fig. IV.2.(02). Premier variante des voiles.

- **Périodes et factures de participation massique modale :**

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,22	0,00	74,45	0,00	74,45
2	1,17	65,58	74,45	65,58	0,00
3	1,05	77,42	74,51	11,84	0,06
4	0,36	86,60	74,90	9,18	0,39
5	0,36	86,98	86,76	0,38	11,86
6	0,31	87,84	86,80	0,86	0,03
7	0,19	92,02	86,80	4,19	0,01
8	0,18	92,04	91,72	0,01	4,92
9	0,15	92,26	91,76	0,22	0,03
10	0,12	94,70	91,76	2,44	0,00

Tableau IV.2.Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante).

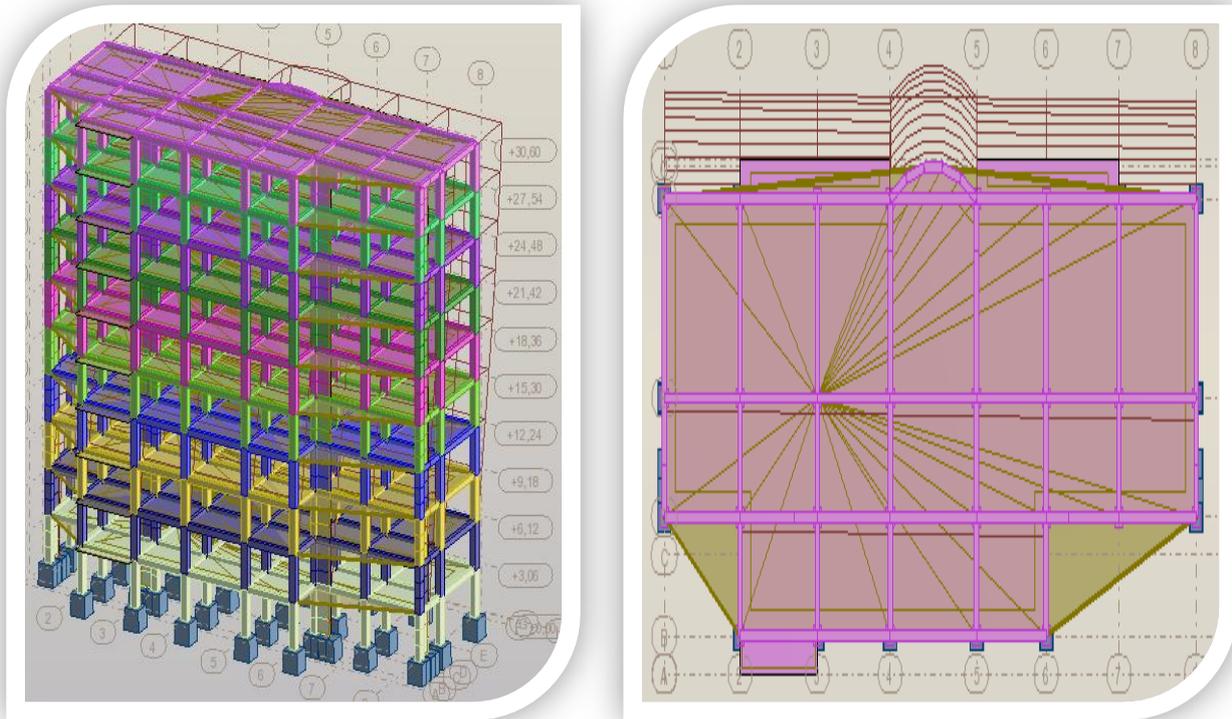


Fig. IV.2.(03). Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).

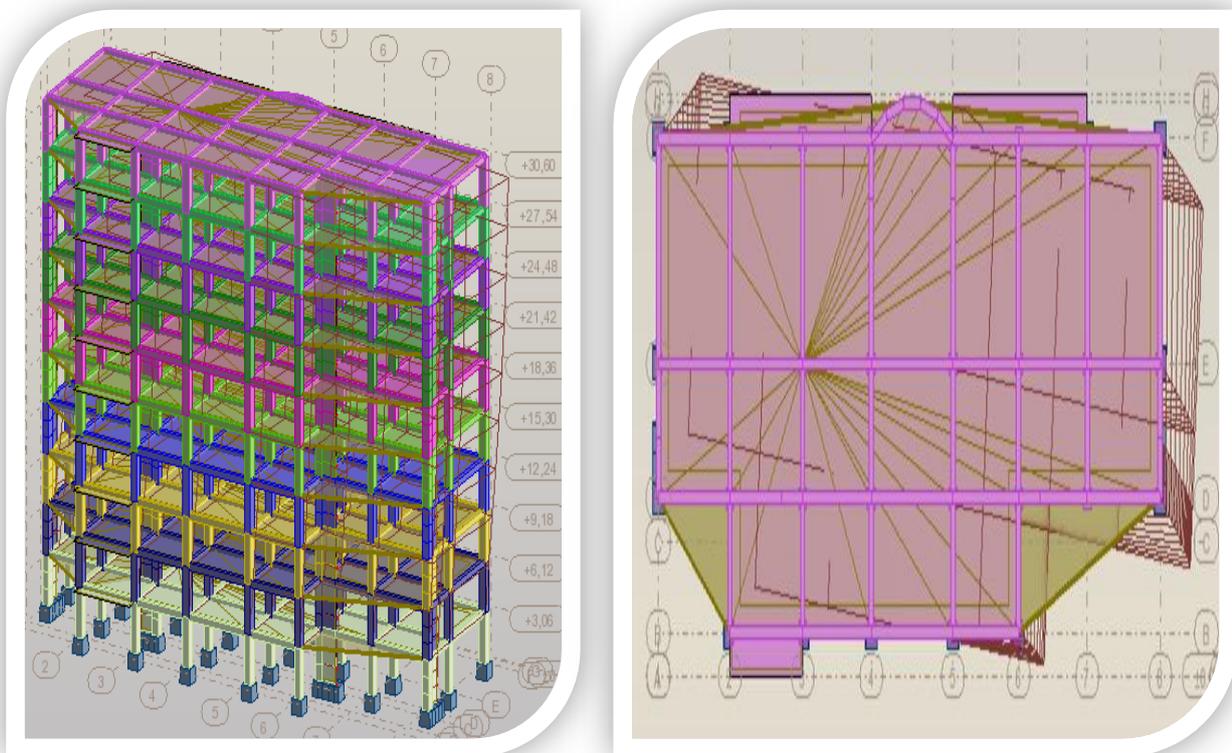


Fig. IV.2.(04). Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).

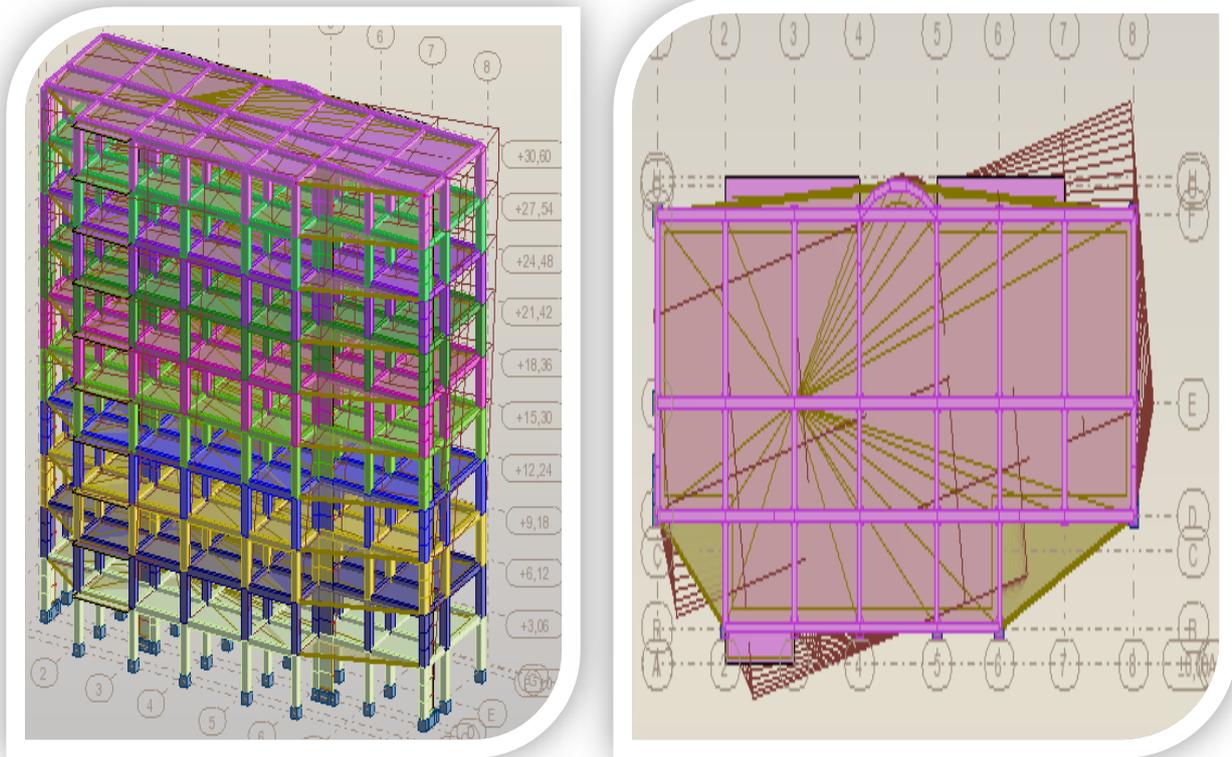


Fig. IV.2.(05). Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).

➤ **Problématique :**

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable,

cas dans :

- Le mode(1): il ya une translation.
- Le mode(2): il ya une torsion.
- Le mode(3): il ya une torsion.

✓ **La solution:**

- On change les positions des voiles.
- On augmente le longueur des voiles.
- On augmente les sections des poteaux.
- On utilisé :
- Poteaux change $55 \times 55 \text{ cm}^2 \Rightarrow 60 \times 60 \text{ cm}^2$

2 .deuxièmes variantes :

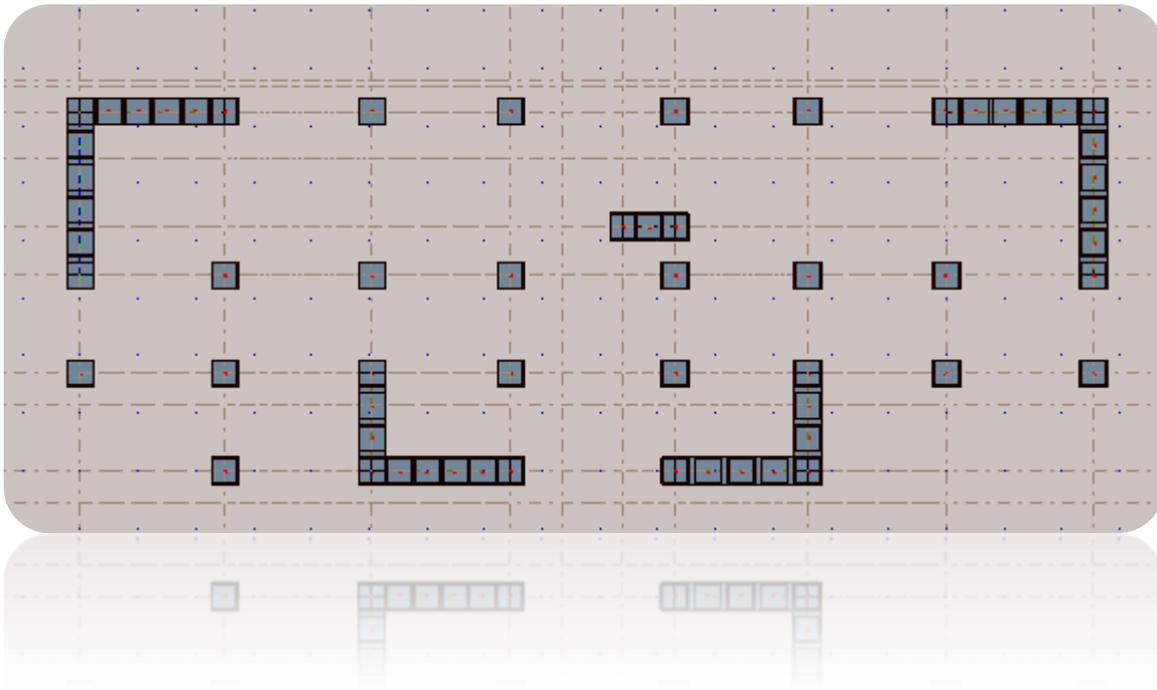


Fig. IV.2.(06).Deuxième variante des voiles.

- **Périodes et factures de participation massique modale :**

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,58	0,51	67,87	0,51	67,87
2	0,57	67,27	68,44	66,76	0,57
3	0,37	69,23	68,48	1,96	0,04
4	0,14	86,77	69,94	17,55	1,46
5	0,14	88,24	87,89	1,46	17,94
6	0,09	88,46	87,89	0,22	0,01
7	0,08	88,46	87,90	0,00	0,00
8	0,08	88,51	87,90	0,05	0,00
9	0,07	88,51	88,56	0,00	0,67
10	0,07	88,93	90,60	0,41	2,04
11	0,07	90,18	91,55	1,26	0,94

Tableau IV.3.Périodes et factures da participation massique modale (deuxième variante).

Conclusion :

- ✓ on constate qu'il faut 11 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- ✓ le 1^{er} mode est un mode translation dans direction Y (67.87% de participation de masse modale).
- ✓ le 2^{eme} mode est un mode translation dans direction X (66.76% de participation de masse modale).
- ✓ le 3^{eme} mode est mode torsion.

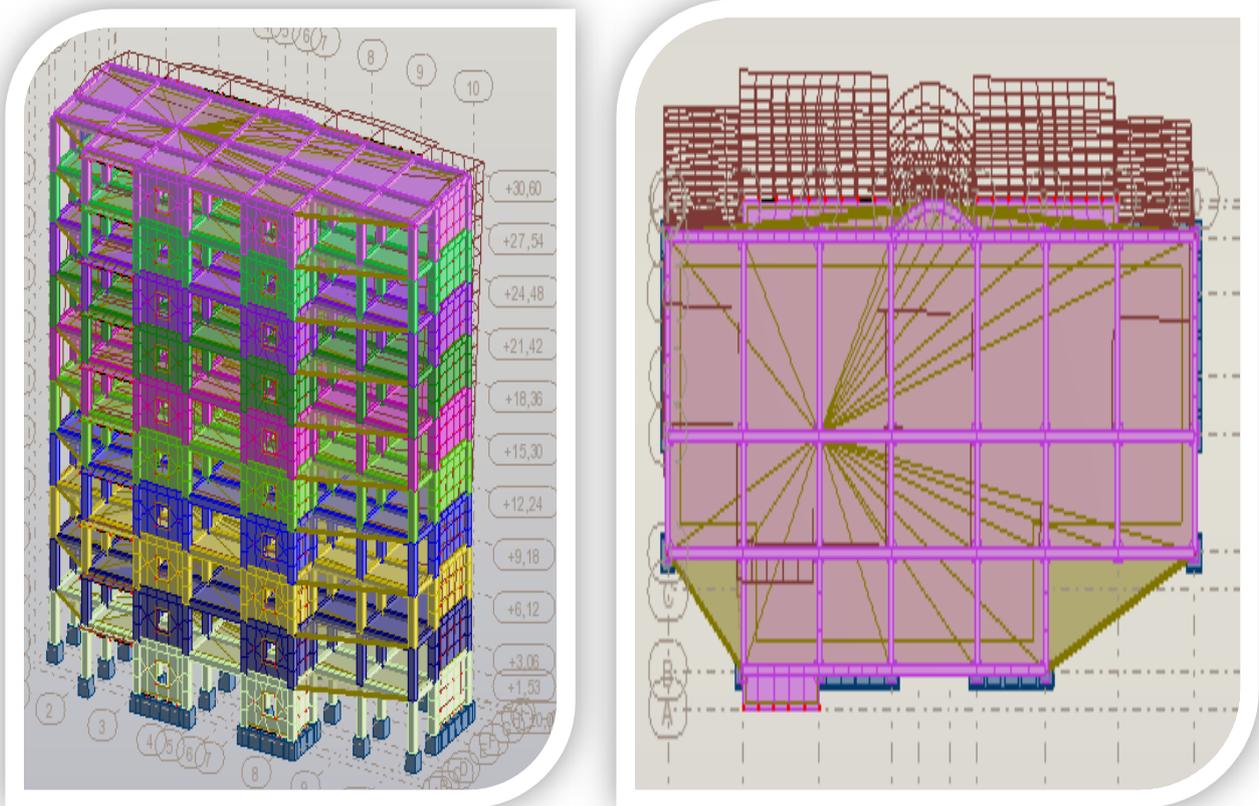


Fig. IV.2.(07).Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

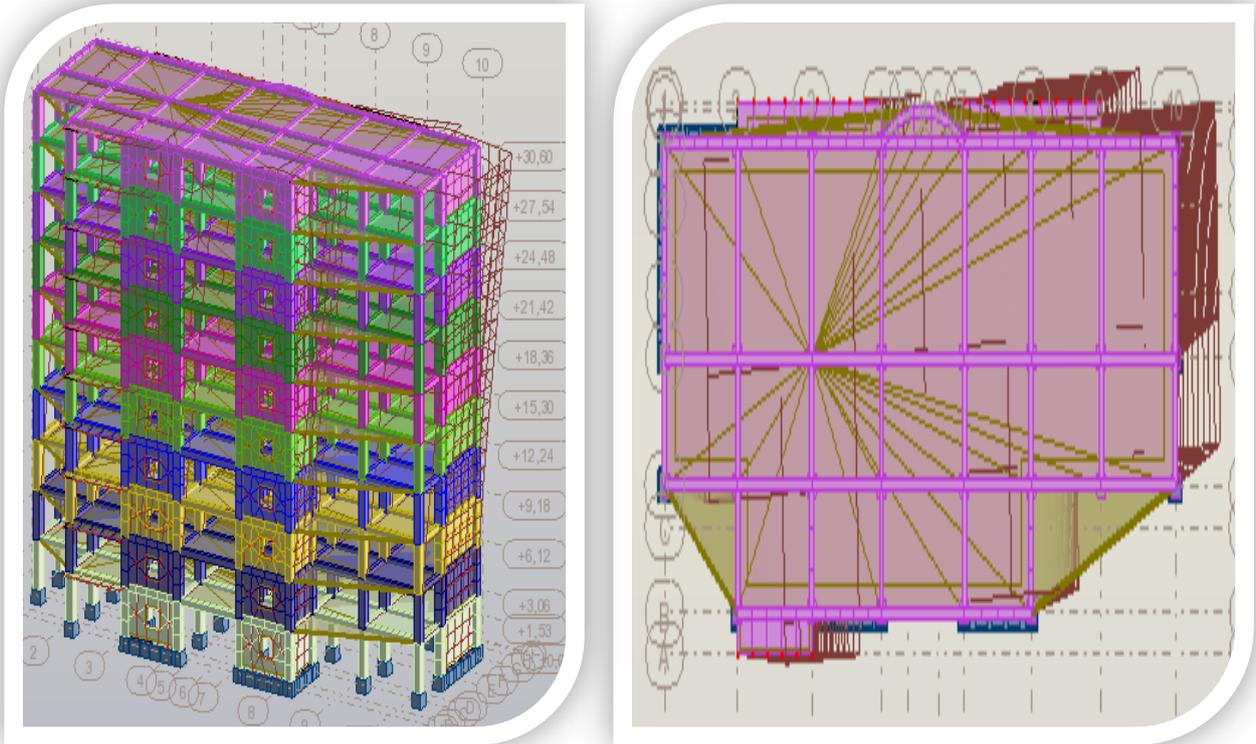


Fig. IV.2.(08).Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).

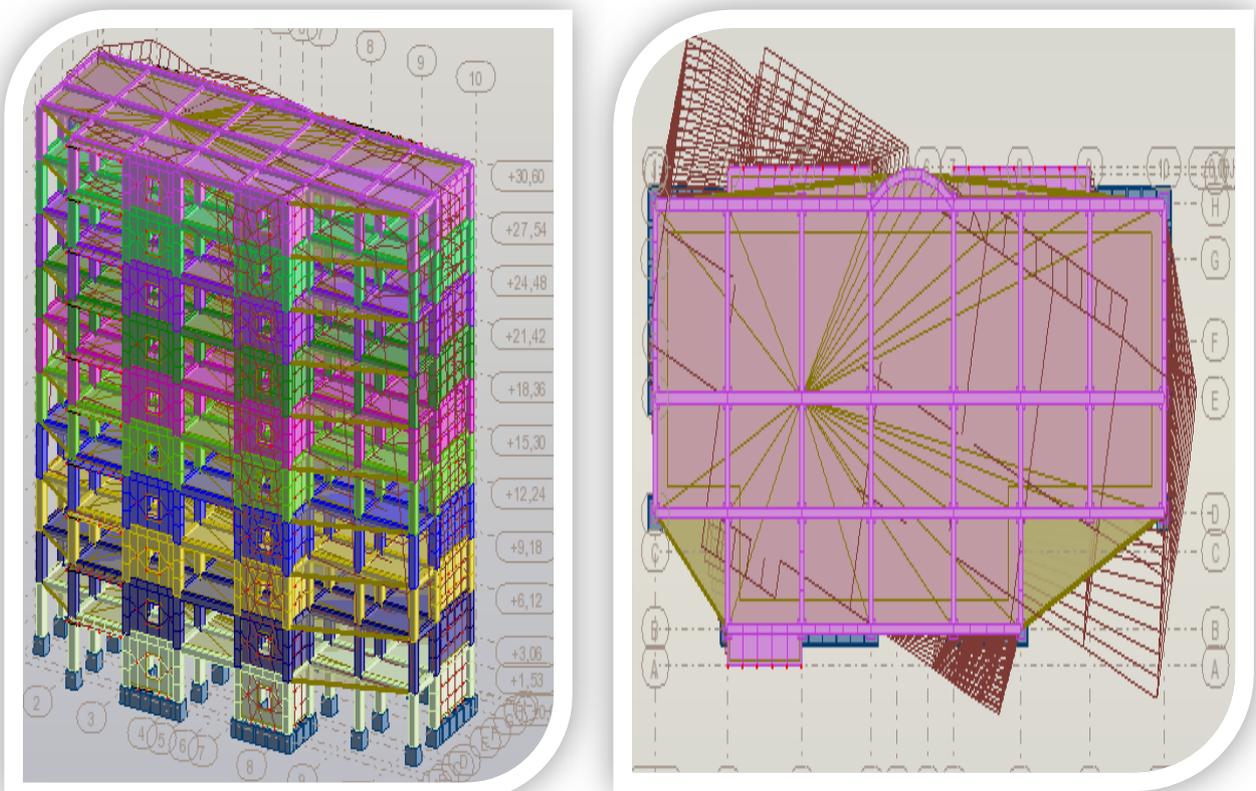


Fig. IV.2.(09).Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).

IV.2.4. Distribution des Forces Sismiques :

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$v = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

- Sens longitudinal :

Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
RDC	2985,48	911,47	2074,00
1	2933,87	389,41	2544,46
2	2819,63	461,81	2357,83
3	2664,13	511,20	2152,93
4	2473,06	539,70	1933,36
5	2235,73	548,50	1687,22
6	1947,65	539,50	1408,16
7	1608,76	520,57	1088,19
8	1196,98	460,92	736,05
9	666,90	546,23	120,67

Tableau IV.4. Distribution des forces sismiques (sens-x) au niveau de chaque étage.

- Sens transversal :

Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
RDC	2992,84	837,75	2155,09
1	2945,59	311,17	2634,42
2	2835,95	376,66	2459,30
3	2679,95	416,32	2263,64
4	2486,17	438,57	2047,59
5	2249,57	444,41	1805,16
6	1964,55	435,01	1529,54
7	1625,19	417,25	1207,94
8	1208,60	365,07	843,54
9	673,80	421,12	252,68

Tableau IV.5. Distribution des forces sismiques (sens-y) au niveau de chaque étage.

- **Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a)**

- ✓ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

- _ Les sollicitations verticales totales de la structure : - 56601,61KN.
- _ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : - 11187,28KN.

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{-11187.28}{-56601.61} = 19.74 \% \leq 20\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- ✓ Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Sens-x

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{911,47}{2985,48} = 30.53 \% > 25 \% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Sens-y

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{837,75}{2992,84} = 27.99 \% > 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- ✓ DONC : Les conditions de l'interaction portique-voile est vérifiés.

- **Effort tranchant de la base :**

$$V_x=2985,48 \text{ KN.} \quad ; \quad V_y=2992,84 \text{ KN.}$$

- ❖ **Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure**

- ❖ **Résultante des forces sismiques à la base V_t**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , soit : $V_t > 0.8 V$ Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X..... $V_t = V_x = 298.54$ t.
- Effort sismique dans le sens Y..... $V_t = V_y = 299.28$ t.

IV.2.5. Calcul Des Actions Sismiques (Selon Méthode Statique Equivalente) :

R.P.A.99/V2003 (article : 4-2-3) (page : 44 ,45).

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad _ V : \text{Effort tranchant a la base.}$$

$_A$: coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau IV.6.coefficient d'accélération de zone A.

Zone II a, Groupe 2 $\Rightarrow A = 0.15$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la Structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

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

_ **η** : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

(Où ξ (%)) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donner par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p=46).

Remplissage	Portique		Voile-murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.7. Valeurs de ξ (%)

$$\xi = 7\% \longrightarrow \text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \longrightarrow \eta = 0.88$$

✓ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7** du **RPA99, version2003**.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6)** du **RPA99, version2003** $\rightarrow C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = 0.05 \times 30.60^{3/4} = 0.65 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{12.90}} = 0.766 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_y = \min(0.65; 0.766) = 0.65 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{35.40}} = 0.462 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_x = \min(0.65; 0.462) = 0.462 \text{ sec}$$

$$\frac{T_{ex}}{T_{x(dyn)}} < 1.3 ; T_{ex} \times 1.3 = 0.462 \times 1.3 = 0.600 \text{ sec} > T_{x(dyn)} = 0.57 \dots \text{ (CV)}$$

$$\frac{T_{ey}}{T_{y(dyn)}} < 1.3 ; T_{ey} \times 1.3 = 0.65 \times 1.3 = 0.845 \text{ sec} > T_{y(dyn)} = 0.58 \dots \text{ (CV)}$$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où :

- Sens longitudinale : $T_x = 0.462 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ s}$)
- Sens transversale : $T_y = 0.650 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s}$)

Donc: $T_x = 0.462 \text{ s}$, $T_y = 0.650 \text{ s}$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0.4/0.462)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.998$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.4/0.65)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.591$$

_ **Q** : Facture de Qualité :

Sa valeur et déterminer par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

$$Q = 1.15$$

_ **R** : coefficient de comportement global de la structure. Donnée par le tableau 4.3 RPA99 Structure mixte (Portique et voile) =====> **R = 5.**

_ **W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids **Wi** calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{G_i} : Poids dû aux charges permanentes
- W_{Q_i} : La charge d'exploitation
- β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)
 - Pour un bâtiment a usage administratif ($\beta = 0.20$).
- Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par la logiciel ROBOT

Tableau IV.8.Le poids total de la structure

Etage	Masse [kg]
RDC	492551,68
1	492551,68
2	492551,68
3	492551,68
4	492551,68
5	492551,68
6	492551,68
7	492551,68
8	492551,68
9	523396,28
Totale	4956361,38

Alors :
$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Tableau récapitulatif :

Sens	A	R	D	Q	W (t)	$V_{Statique}$ (t)
Longitudinal (XX)	0.15	5	1.998	1.15	4956,361	341,64
Transversal (YY)	0.15	5	1.591	1.15	4956,361	272,05

Tableau IV.9.Tableau récapitulatif

- Effort sismique dans le sens X, $V_{X_{dyn}} = 298.54$ t.
- Effort sismique dans le sens Y, $V_{Y_{dyn}} = 299.28$ t.

$$\frac{V_{dyn}}{V_{Stat}} > 0.8$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal:} \\ \text{Sens transversal :} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{298.54}{341.64} = 0.873 > 0.8 \longrightarrow \text{Condition Vérifier.} \\ \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{299.28}{272.05} = 1.099 > 0.8 \longrightarrow \text{Condition Vérifier.} \end{array}$$

- **Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (**art.4.2.5.RPA99_V2003**)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} F_t = 0.07 \times T \times V \\ F_t = 0 \end{array}$$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_j \times h_j)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque i.

W_i, W_j : Poids revenant

$V_x = 298,54 \text{ t.}$

$F_t = 0$

Niveau	wi	hi	$V_x - Ft$	$W_i \times h_i$	fi
RDC	492,55	3.06	298,54	1507,203	5.366
1	492,55	6.12	298,54	3014,406	10.733
2	492,55	9.18	298,54	4521,609	16.101
3	492,55	12.24	298,54	6028,812	21.467
4	492,55	15.3	298,54	7536,015	26.834
5	492,55	18.36	298,54	9043,218	32.201
6	492,55	21.42	298,54	10550,421	35.568
7	492,55	24.48	298,54	12057,624	42.935
8	492,55	27.54	298,54	13564,827	48.302
9	523,39	30.60	298,54	16015,734	57.029
$\Sigma W_i \times h_i$				83839,869	

$$V_y = 299,28 \text{ t.}$$

$$F_t = 0$$

Niveau	wi	hi	$V_y - Ft$	$W_i \times h_i$	fi
RDC	492,55	3.06	299,28	1507,203	5.380
1	492,55	6.12	299,28	3014,406	10.760
2	492,55	9.18	299,28	4521,609	16.140
3	492,55	12.24	299,28	6028,812	21.520
4	492,55	15.3	299,28	7536,015	26.901
5	492,55	18.36	299,28	9043,218	32.281
6	492,55	21.42	299,28	10550,421	37.661
7	492,55	24.48	299,28	12057,624	43.041
8	492,55	27.54	299,28	13564,827	48.421
9	523,39	30.60	299,28	16015,734	57.170
$\Sigma W_i \times h_i$				83839,869	

IV.2.6. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_k : Déplacement Horizontal a chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique Fi.

R : coefficient de comportement (R= 5).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Déplacement admissible (égale à (1%he= 0,01 he).

- **Sens Longitudinal:**

Etage	δ_{ekx} [cm]	$\delta_K = dr Ux$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0,2	0,2	3.06	cv
1	0,5	0,3	3.06	cv
2	0,9	0,4	3.06	cv
3	1,4	0,5	3.06	cv
4	2,0	0,6	3.06	cv
5	2,6	0,6	3.06	cv
6	3,2	0,6	3.06	cv
7	3,8	0,6	3.06	cv
8	4,3	0,6	3.06	cv
9	4,9	0,5	3.06	cv

Tableau IV.10. Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).

- Sens Transversal:

Etage	δ_{ky} [cm]	$\delta_K = dr Uy$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0,2	0,2	3.06	cv
1	0,5	0,3	3.06	cv
2	0,9	0,4	3.06	cv
3	1,5	0,5	3.06	cv
4	2,1	0,6	3.06	cv
5	2,7	0,6	3.06	cv
6	3,3	0,6	3.06	cv
7	4,0	0,6	3.06	cv
8	4,6	0,6	3.06	cv
9	5,2	0,6	3.06	cv

Tableau IV.11. Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY).

Vérification VIS-A-VIS De L'EFFET P- Δ : RPA99-v2003 (Art:5.9).

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.
- h_k : Hauteur de l'étage k

- Sens Longitudinal :

Etage e	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_x [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
9	523,39	523,39	0,005	68,01	3.06	0.0125	C.V
8	492,55	1015,94	0,006	122,06	3.06	0.0163	C.V
7	492,55	1508,49	0,006	164,05	3.06	0.0180	C.V
6	492,55	2001,04	0,006	198,61	3.06	0.0197	C.V
5	492,55	2493,59	0,006	227,98	3.06	0.0214	C.V
4	492,55	2986,14	0,006	252,18	3.06	0.0232	C.V
3	492,55	3478,69	0,005	271,67	3.06	0.0209	C.V
2	492,55	3971,24	0,004	287,52	3.06	0.0180	C.V
1	492,55	4463,79	0,003	299,17	3.06	0.0146	C.V
RDC	492,55	4956,34	0,002	304,43	3.06	0.0106	C.V

Tableau IV.12. Vérification à L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >.

- Sens Transversal :

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_y [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
9	523,39	523,39	0,006	68,71	3.06	0.0149	C.V
8	492,55	1015,94	0,006	123,24	3.06	0.0161	C.V
7	492,55	1508,49	0,006	165,72	3.06	0.0178	C.V
6	492,55	2001,04	0,006	200,33	3.06	0.0195	C.V
5	492,55	2493,59	0,006	229,39	3.06	0.0213	C.V
4	492,55	2986,14	0,006	253,52	3.06	0.0231	C.V
3	492,55	3478,69	0,005	273,28	3.06	0.0207	C.V
2	492,55	3971,24	0,004	289,19	3.06	0.0179	C.V
1	492,55	4463,79	0,003	300,37	3.06	0.0145	C.V
RDC	492,55	4956,34	0,002	305,18	3.06	0.0106	C.V

Tableau IV.13. Vérification à L'effet (P- Δ) < Sens Transversal >.

Alors : $\Theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P- Δ) est négligeable pour les deux directions.

IV.2.7. Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

- M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

- W : le poids total de la structure.
- L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). $L=21.3m$.
- M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

- **Sens Longitudinal :**

$$M_s = W \times L/2 = 4956,361 \times 35.40/2 = 87727,5897 \text{ t. m.}$$

Etage	F_i [t]	h_i [m]	$F_i \times h_i$ [t. m]
RDC	5.366	3.06	16,42
1	10.733	6.12	65,68
2	16.101	9.18	147,81
3	21.467	12.24	262,75
4	26.834	15.3	410,56
5	32.201	18.36	410,56
6	35.568	21.42	761,86
7	42.935	24.48	1051,05
8	48.302	27.54	1330,23
9	57.029	30.60	1745,09
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i$			6202,01

Tableau IV.14. Le moment de Renversement provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{87727.59}{6202.01} = 14.14 \geq 1.5$Condition Vérifier.

- **Sens Transversal:**

$$M_s = W \times L/2 = 4956,361 \times 12.90/2 = 31968,528 \text{ t.m.}$$

Etage	F_i [t]	h_i [m]	$F_i \times h_i$ [t.m]
RDC	5.380	3.06	16,46
1	10.760	6.12	65,85
2	16.140	9.18	148,16
3	21.520	12.24	263,40
4	26.901	15.3	411,58
5	32.281	18.36	592,68
6	37.661	21.42	806,70
7	43.041	24.48	1053,64
8	48.421	27.54	1333,51
9	57.170	30.60	1749,40
$M_{ry} = \sum F_i \times h_i$			6441,38

Tableau IV.15.Le moment de Renversement provoqué par effort sismique sens YY.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{31968.528}{6441.38} = 4.96 \geq 1.5$ Condition Vérifier.

-DONC : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV.2.8.Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

a) Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- M_i : la masse de l'élément i.
- X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

b) Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{jy} X_j}{I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \frac{\sum I_{jx} Y_j}{I_{jx}}$$

- I_{yi}: Inertie de l'élément i dans le sens y.
- X_i : Abscisse de l'élément I_{yi}.
- I_{xi}: Inertie de l'élément i dans le sens x.
- Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi}.

c) L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant :

$$x = \begin{matrix} e_x = X_{cm} - X_{cr} \\ e_y = Y_{cm} - Y_{cr} \end{matrix}$$

- **L'excentricité Théorique:**

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivent x.

e_y : Excentricité théorique suivent y.

- **L'excentricité Accidentelle:** RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc:

$$\begin{cases} \text{Sens-X} : e_{Acc} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 35.40 \Rightarrow e_{Acc} = 1.77 \text{ m} . \\ \text{Sens-Y} : e_{Acc} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 12.90 \Rightarrow e_{Acc} = 0.645 \text{ m} . \end{cases}$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99-v2003** (Art : 4.3.7)

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

Etage	W [t]	Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité Théor.	
		G (x, y, z) [m]	R (x, y, z) [m]	ex [m]	ey [m]
RDC	492,55	17,09 6,79 1,53	17,56 7,06 2,08	0,47	0,27
1	492,55	17,09 6,79 4,59	17,56 7,06 5,14	0,47	0,27
2	492,55	17,09 6,79 7,65	17,56 7,06 8,20	0,47	0,27
3	492,55	17,09 6,79 10,71	17,56 7,06 11,26	0,47	0,27
4	492,55	17,09 6,79 13,77	17,56 7,06 14,32	0,47	0,27
5	492,55	17,09 6,79 16,83	17,56 7,06 17,38	0,47	0,27
6	492,55	17,09 6,79 19,89	17,56 7,06 20,44	0,47	0,27
7	492,55	17,09 6,79 22,95	17,56 7,06 23,50	0,47	0,27
8	492,55	17,09 6,79 26,01	17,56 7,06 26,56	0,47	0,27
9	523,39	17,13 6,90 29,07	17,56 8,27 29,66	0,43	1,37

Tableau IV.16.Caractéristiques Massique de la Structure.

- Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

Etage	Lx [m]	Ly [m]	ex [m]	ey [m]
RDC	35,40	12,90	1,77	0,65
1	35,40	12,90	1,77	0,65
2	35,40	12,90	1,77	0,65
3	35,40	12,90	1,77	0,65
4	35,40	12,90	1,77	0,65
5	35,40	12,90	1,77	0,65
6	35,40	12,90	1,77	0,65
7	35,40	12,90	1,77	0,65
8	35,40	12,90	1,77	0,65
9	35,40	12,90	1,77	0,65

Tableau IV.17.L'excentricité Accidentelle des Etages.

IV.2.9 .conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique.

Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2018, ces résultats

Les différents contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour

Calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul

Des éléments principaux).

Chapitre V:
Etude des éléments
Structuraux

V. Ferrailage des éléments porteurs :

V.1. Introduction :

- Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.
- Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.
- La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** et **CBA93** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

V.2. Les combinaisons d'actions :

- **Règlement BAEL 91 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$$1,35G + 1,5 Q \quad \text{à l'E.L.U}$$

$$G + Q \quad \text{à l'E.L.S}$$

- **Règlement RPA 99(V2003) :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$G + Q \pm E \quad (1)$$

$$0,8G \pm E \quad (2)$$

- **Règlement CBA 93:**

$$G + 0.8T$$

T : température

- Pour le portique :

- **Les poteaux :**

$$\text{À l'ELU : } 1,35G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\text{À l'ELS : } G + Q$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (\text{RPA99 V2003})$$

$$0,8 G \pm E$$

$$G + 0.8T \dots\dots\dots (\text{CBA93})$$

Sachant que :

- La combinaison ($0.8G \pm E$) donne un effort normal minimum et un moment correspondant ($N_{\min}, M_{\text{corr}}$).

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

- l'étude thermique : Pour les valeurs de variation uniforme de température

Algérie du Nord 35° et 15°

Proche et moyen sud 45° et 20°

Extrême sud 50° et 30°

- Pour la wilaya de BIJAIA on prend : $T_{min} = 15^{\circ}$, $T_{max} = 45^{\circ}$

- **Les poutres :**

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm E$(RPA99 v2003)

$0,8G \pm E$

$G + 0.8T$ (CBA93)

- La combinaison ($G + Q \pm E$) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis .
- La combinaison ($0.8G \pm E$) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif.

- **Les voiles :**

$G + Q \pm E$ (RPA99v2003)

$0.8G \pm E$

V.3. Ferrailage des éléments porteurs :

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

V.3.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime température « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

❖ **Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau.V.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux.❖ **calcul du ferrailage :**

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:

- N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie.

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

(B)
(A)

- Le Moment fictif :

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

- Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

- Selon le BAEL :

- ELU : 1,35G + 1,5 Q

- ELS : G + Q

- Selon le CBA93 :

- G + 0.8T

- Selon le RPA99 :

- G + Q ± E (M_{max} → N_{corr})

- 0,8 G ± E (N_{min} → M_{corr})

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée à l' E.L.U

- Recommandation de (RPA 2003) :art7.4.2.1

1/ Pourcentage minimal (zone II) : 0,8 %

2/ Pourcentage maximal : 3 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum : 12mm.

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).

-Armatures transversales :

➤ BAEL91 :(art A.8.1, 3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$)

➤ RPA99(VER2003):

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

S_t : est l'espace des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

-Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

D'après le (RPA99ver 2003) art.5.2 :

- $G + Q \pm E$ (5-1)

- $0.8 G \pm E$ (5-2)

D'après le BAEL91:

- $1.35 G + 1.5 Q$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N^{\max} : $M^{\text{correspondant}}$

N^{\min} : $M^{\text{correspondant}}$

M^{\max} : $N^{\text{correspondant}}$

Exemple de calcul :

Soit le poteau du RDC (dimension 60×60) :

$c = c' = 4 \text{ cm}$; $S = 60 \times 60 \text{ (cm)}$; acier $F_e E400$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ Mpa}$; $L = 3.06 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau.

ELU		G+Q±E		0,8G+E		ELS		G + 0.8T	
N_{MAX}	M_{COR}	M_{MAX}	N_{COR}	N_{MIN}	M_{COR}	N_{MAX}	M_{COR}	N_{MIN}	M_{COR}
(KN)	(KN.M)	(KN.M)	(KN)	(KN)	(KN.M)	(KN)	(KN.M)	(KN)	(KN.M)
3334,95	12,78	125,72	106,52	15,46	1,27	2410,51	9,18	10.24	0.57

Tableau.V.2.Le résultat de sollicitations.

-Ferrailage longitudinal :

$N_{\text{max}} = 3334980 \text{ N}$; $M_{\text{corr}} = 12780 \text{ N.m}$

$M_{\text{MAX}} = 125720 \text{ N.m}$; $N_{\text{cor}} = 106520 \text{ N}$

$$N_{\min} = 15460 \text{ N}; \quad M_{\text{corr}} = 1270 \text{ N.m}$$

$$N_{\min} = 10240 \text{ N}; \quad M_{\text{corr}} = 570 \text{ N.m}$$

❖ **E.L.U :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 (et BAEL 91 même Art) en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2; \quad e_1 = e_a + e_0; \quad e_0 = \frac{M}{N}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max \left(2\text{cm}; \frac{L}{250} \right).$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224\text{cm}$$

$$e_a = 2\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{12780}{3334950} = 0.0038\text{m} = 0.38\text{cm}.$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.38 = 2.38\text{cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / l)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

h : longueur de section de poteau (60x60) $\text{cm}^2 \Rightarrow h = b = 60\text{cm}$

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}.$$

$$\frac{2.142}{0.60} = 3.57 < \max (15 ; 0.15)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi). \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \frac{2.142}{0.60} = 12.35$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{12.35}{35} \right)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 2 \times 0.83) = 0.008m.$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.38 + 0.8 = 3.10cm.$$

$$e = 0.031m.$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ult}} \cdot e = 3334,95 \times 0.031 = 103.38 \text{ KN.m}$$

❖ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 3334,95 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 103.38 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) \cdot 60 \times 60 \times 14.2 = 8680176 \text{ N.m}$$

$$A = 868.01 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 103.38 + 3334.95 (0.56 - \frac{0.60}{2}) = 970.47 \text{ KN.m}$$

$$B = 3334.95 (0.56 - 0.04) - 970.47 = 763.70 \text{ KN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{970470}{14,2 \cdot 60 \cdot 56^2} = 0,363 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,59$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,76$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{970470}{348 \times 0,76 \times 56} = 65,52 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 65,52 - \frac{3334980}{100 \times 348} = -30,31 \text{ cm}^2$$

❖ **(0,8G+E):**

$$N_{\text{min}} = 15460 \text{ N} ; M_{\text{corr}} = 1270 \text{ N.m}$$

$$e_a = \max (2\text{cm}; \frac{L}{250})$$

$$\frac{L}{250} = 1,224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{1270}{15460} = 0.082 \text{ m} = 8.21 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 10.21 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 2 \times 0.83) = 0.008 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 10.21 + 0.8 = 11.01 \text{ cm.}$$

$$e = 0.11 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 15.46 \times 0.11 = 1.7 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 15.46 \text{ KN}; M_{\text{corrigé}} = 1.7 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) 60 \times 60 \times 18.5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 1130.86 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1.7 + 15.46 \left(0.56 - \frac{0.60}{2} \right) = 5.71 \text{ KN.m}$$

$$B = 15.46 (0.56 - 0.04) - 5.71 = 2.32 \text{ KN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5710}{14,2 \cdot 60 \cdot 56^2} = 0,0021 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0026$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,998$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{5710}{348 \times 0,998 \times 56} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0,29 - \frac{15460}{100 \times 348} = -0,15 \text{ cm}^2$$

❖ **G + 0.8T :**

$$N_{\text{min}} = 10240 \text{ N}; \quad M_{\text{corr}} = 570 \text{ N.m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{570}{10240} = 0.0556 \text{ m} = 5.56 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 7.56 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 2 \times 0.83) = 0.008 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 7.56 + 0.8 = 8.36 \text{ cm.}$$

$$e = 0.083 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 10.24 \times 0.083 = 0.85 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 10.24 \text{ KN}; M_{\text{corrigé}} = 0.85 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) 60 \times 60 \times 18.5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 1130.86 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 0.85 + 10.24 \left(0.56 - \frac{0.60}{2} \right) = 3.51 \text{ KN.m}$$

$$B = 10.24 (0.56 - 0.04) - 3.51 = 1.81 \text{ KN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3510}{14,2 \cdot 60 \cdot 56^2} = 0,0013 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0016$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,999$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{3510}{348 \times 0,999 \times 56} = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0,18 - \frac{10240}{100 \times 348} = -0,11 \text{ cm}^2$$

❖ **G+Q±E :**

$$M_{\text{MAX}} = 125720 \text{ N.m} ; N_{\text{cor}} = 106520 \text{ N}$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224\text{cm}$$

$$e_a = 2\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{125720}{106520} = 1.18\text{m} = 118\text{cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 120\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 2 \times 0.83) = 0.008\text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 120 + 0.8 = 120.8\text{cm}.$$

$$e = 1.21\text{m}.$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 106.52 \times 1.21 = 128.88\text{KN.m}.$$

Les efforts corrigés seront :

$$M_{\text{corrigé}} = 126.75\text{KN.m} ; N = 106.52\text{KN};$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) 60 \times 60 \times 18.5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 1130.86 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 128.88 + 106.52 \left(0.56 - \frac{0.60}{2} \right) = 156.57\text{KN.m}$$

$$B = 106.52 (0.56 - 0.04) - 156.57 = -101.17 \text{ KN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{156570}{14,2.60.56^2} = 0,058 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,074$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,970$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{156570}{348 \times 0,989 \times 56} = 8,28\text{cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 8,28 - \frac{106520}{100 \times 348} = 5,21\text{cm}^2$$

- Vérification des sections : RPA (99ver2003)

❖ D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.8\% (h \times b) = 0.008(60 \times 60) = 28.8 \text{ cm}^2 \text{ (Zone II)}$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4

$$A_{\min} = 0.23 d.b. \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 56 \times 60 \times 2.1}{400} = 4.05 \text{ cm}^2$$

On adopte : 12HA20=37.70cm

	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{RPA} (\text{cm}^2)$	$A_{BAEL} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
ELU	30.31	28.80	4.05	12HA20 =37.70cm ²
G+Q+E	5.21			
0.8G+E	0.15			
G + 0.8T	0.11			

Tableau.V.3.Tableau récapitulatif.

- Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N ser, M ser)

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

Nser= 2410,51KN; Mser=9,18KN.m.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{9.18}{2410.51} = 0.0038 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 60 \times 60 + 15(37.70) = 4165.5 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$= \frac{1}{4165.5} \left[\frac{60 \times 60^2}{2} + 15(18.85 \times 4 + 18.85 \times 56) \right] = 30 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 60 - 30 = 30 \text{ cm}$$

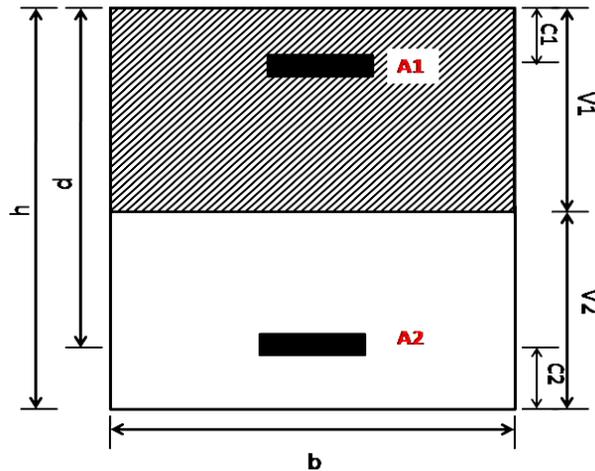


Fig.V.01.section de poteau.

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{60}{3} (30^3 + 30^3) + 15[18.85(30 - 4)^2 + 18.85(30 - 4)^2] = 1462278 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 9.18 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{2410510}{100 \times 416550} = 0.057 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{9180}{1462278} = 0.0063$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 0.57 + 0.0063 \times 30 = 0.76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0.76 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[0.057 + 0.0063(30 - 4)] = 3.31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[0.057 - 0.0063(56 - 30)] = -1.60 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 3.31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = -1.60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

- Armatures transversales :

- Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 136.94 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{136.94 \times 10^3}{600 \times 560} = 0.41 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,41 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{conditions vérifiées}$$

-Calcul d'armature transversale:

Selon (**RPA99 version 2003**) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide

de la formule suivante :
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 \times L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.60} \text{ ou } \frac{2.142}{0.60} \right) \lambda_g = (3.57) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

❖ La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$ En zone II(RPA99/ver2003.[Art .7.4.2.2])

en prend $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ La zone courante : ($S_t \leq 15\phi_l$)..... En zone II (RPA99/ver2003.[Art .7.4.2.2])

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

-En prend $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

-Alors :

en zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 136940 \times 0.10}{60 \times 400} = 2.13\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.14 \text{ cm}^2$$

en zone courant :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 136940 \times 0.15}{60 \times 400} = 3.21\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } (1 \text{ cadre HA12} + 2 \text{ cadre HA10}) = 3.83\text{cm}^2$$

-Vérification des cadres des armatures minimales :

- **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% = \frac{2.13}{10 \times 60} = 0.35\% > 0.3\%$$

$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.80\text{cm}^2$ Alors la condition est vérifiée.

Dans la zone courant : $t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% = \frac{3.21}{15 \times 60} = 0.35\% > 0.3\%$$

$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.70 \text{ cm}^2$ Alors la condition est vérifiée.

• **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min(15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min(30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 70 \text{ cm})$ Condition Vérifier

- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

- Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

$S_{\text{POT}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{CAL}} (\text{Cm}^2)$	N ^{mbr} des barres	$A_{\text{adapt}} (\text{cm}^2)$
60x60	30.31	12HA 20	37.70cm

Tableau.V.4. Les résultats de poteau plus sollicité.

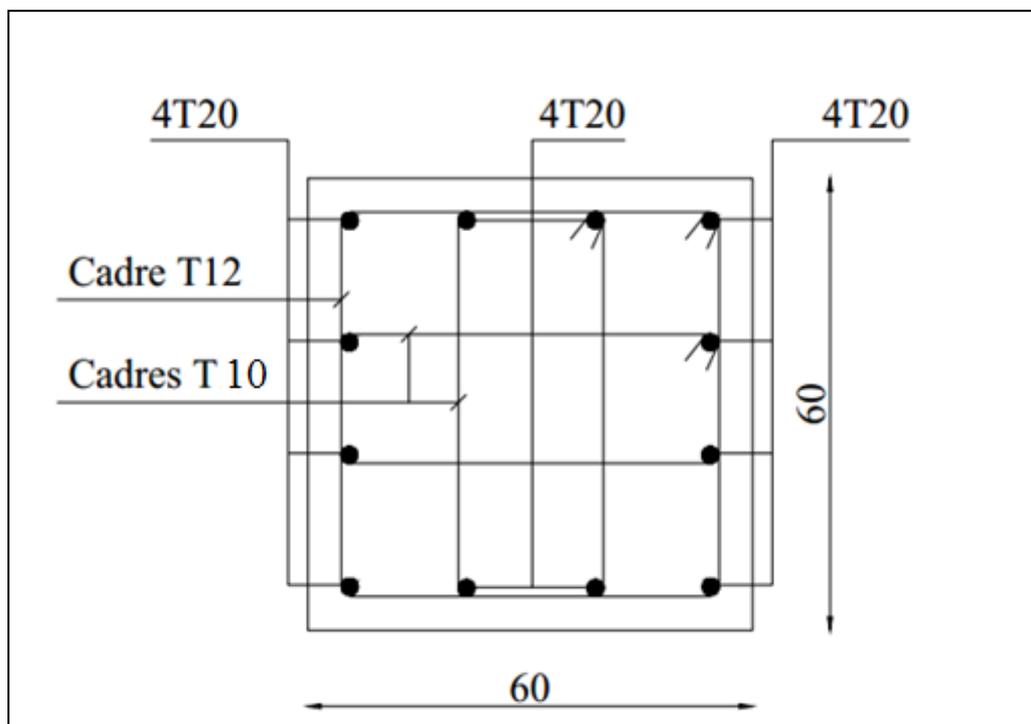


Fig.V.02. Coupe de ferrailage de section de poteau.

V.3.2. ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple .les ferrailage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les trois situations (durable et accidentelle et température).

- En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL91 :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$ en travée.

- **Selon RPA99/2003 :**

$0.8G \pm E$en travée.

$G+Q \pm E$ sur appui.

❖ **Recommandation RPA99/version2003:**

-Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone IIa

• **Ferrailage longitudinale des poutres :**

• **Pour les poutres principales :**

$$c \geq 1 + \frac{\phi l}{2} + \phi t$$

$12 \leq \phi l \leq 16$; $\phi t = 6$ à 8 $\longrightarrow c \geq 1 + 0.8 + 0.8 = 2.6cm$; Soit : $c = 3cm$.

• **Pour les poutres secondaires (chinages)**

$$c \geq 1 + \frac{\phi l}{2} + \phi t$$

$12 \leq \phi l \leq 16$; $\phi t = 6$ à 8 $\longrightarrow c \geq 1 + 0.8 + 0.8 = 2.6cm$; Soit : $c = 3cm$.

• **Vérifications nécessaires pour les poutres :**

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \text{ (BAEL91.)}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \text{ Poutre principale.}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots \text{ Poutre secondaire.}$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \quad \text{(BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times 30 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ poutre principale.}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times 30 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ poutre secondaire.}$$

Selon RPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \ b \times h \quad \text{(art. 7.5.2.1)}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \ 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ pour la poutre principale.}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \ 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ pour la poutre secondaire.}$$

- calcul le ferrailage:

-En Travée

❖ **E.L.U :**

Poutre	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
principale	73330	0.119	0.392	0.158	0.936	6.52
secondaire	52130	0.089	0.392	0.116	0.934	4.33

Tableau.V.5. Le résultat de Combinaison E.L.U.

❖ **E.L.S :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Poutre	$M_U \text{ (N.m)}$	$M_{ser} \text{ (N.m)}$	α	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
principale	73330	53600	0.128	1.368	0.434	vérifiée
secondaire	52130	37430	0.116	1.392	0.446	vérifiée

Tableau.V.6. Vérification ELS.

Tableau Récapitulatif

Poutre	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPa} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} cm ²	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
principale	6.52	1.63	6.75	1.35	6.75	3T12+3T12=6.79
secondaire	4.33	1.45	6	1.20	6	3T12+3T12=6.79

Tableau.V.7.Tableau récapitulatif(en travée) .**Sur Appuis****-Combinaison (G+Q ± E).**

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre principale	149700	0.199	0.392	0.280	0.888	11.53
Poutre secondaire	92130	0.157	0.392	0.214	0.914	7.82

Tableau.V.8. Le résultat de Combinaison (G+Q ± E).**Tableau Récapitulatif :**

Poutre	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPa} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} cm ²	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
principale	12.68	1.63	6.75	1.35	12.68	3T14+5T16=14.67
secondaire	7.82	1.45	6	1.20	7.82	3T12+3T14=8.01

Tableau.V.9.Tableau récapitulatif (Sur appuis) .**Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)****Les Poutres Principales:**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{540} = 0.083 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots cv$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{14.67}{30 \times 42} = 0.00707 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots cv$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{45}{540} = 0.083 \geq 0.042 \dots\dots\dots cv$$

-Les Poutres Secondaires:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{530} = 0.075 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots cv$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 37} = 0.00721 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots cv$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{530} = 0.075 \geq 0.029 \dots\dots\dots cv$$

- **Ferrailage des armatures transversales :**

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

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

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

✓ on étudie avec fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$$

- **Poutre principale :**

$$V_u^{\max} = 162.87KN.m$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{162870}{300 \times 420} = 1.292Mpa < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots cv$$

- **Poutre secondaire :**

$$V_u^{\max} = 83.13KN.m$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{83130}{300 \times 370} = 0.748Mpa < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots cv$$

- **Disposition constructives :**

- **En zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left\{ h/4 ; 12\phi_1 \right\} s_t \rightarrow = 10cm$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$\begin{cases} s_t \leq h/2 & s_{t1} = 45/2 = 22.5cm \\ s_{t2} = 40/2 = 20cm \end{cases}$$

$$\begin{cases} s_t \leq \min \{ 0.9d ; 40cm \} & s_{t1} \leq \min \{ 37.8 ; 40 \} cm \\ s_{t2} \leq \min \{ 33.3 ; 40 \} cm \end{cases}$$

$$s_{t1} = s_{t2} \Rightarrow 15cm$$

- **Les armatures transversales :**

- **Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 cm^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0.9 \text{ cm}^2 = 4 \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Les Poutres Secondaires**

- En zone nodale : RPA99 (v2003) (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi; 30\text{cm}) = 10 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9 \cdot d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (33.3\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0.9 \text{ cm}^2 = 3 \Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

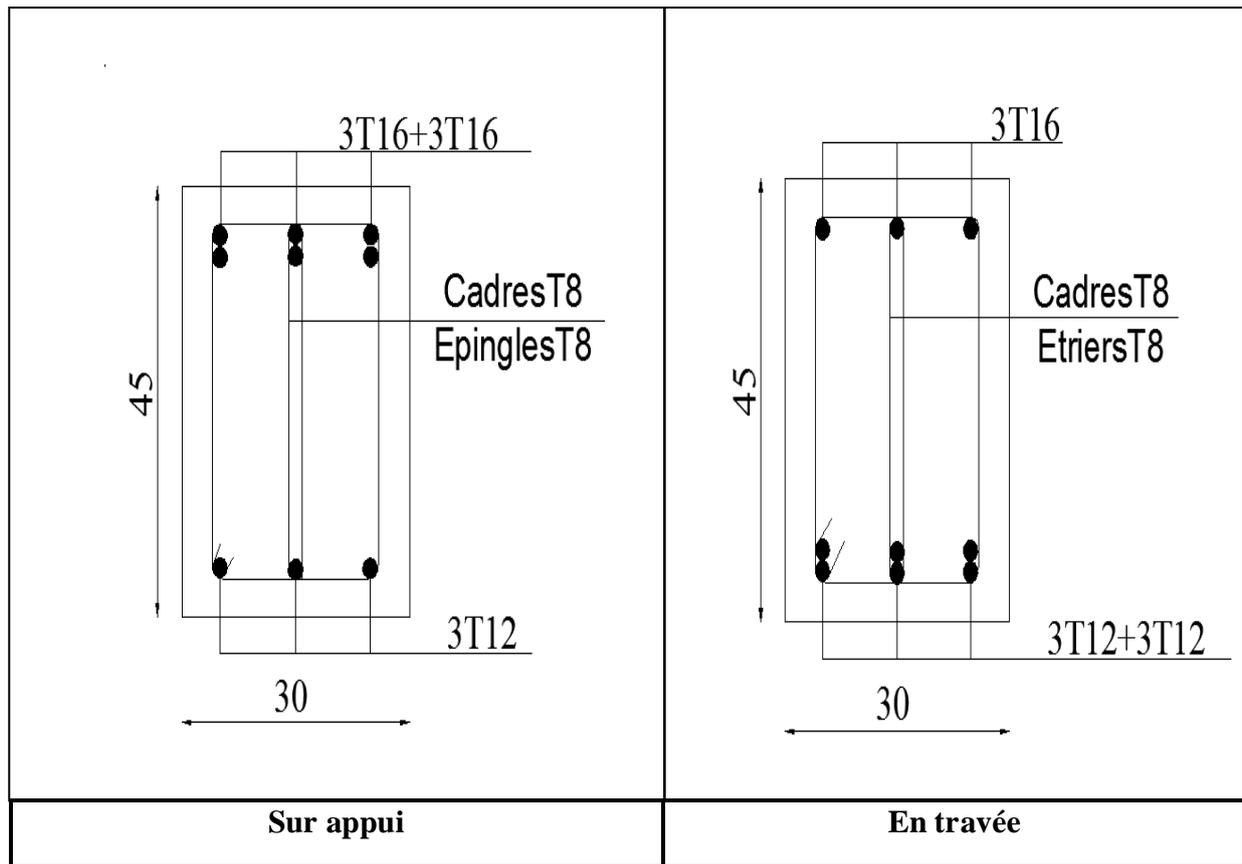


Fig. V.03. Ferrailage de la poutre principale.

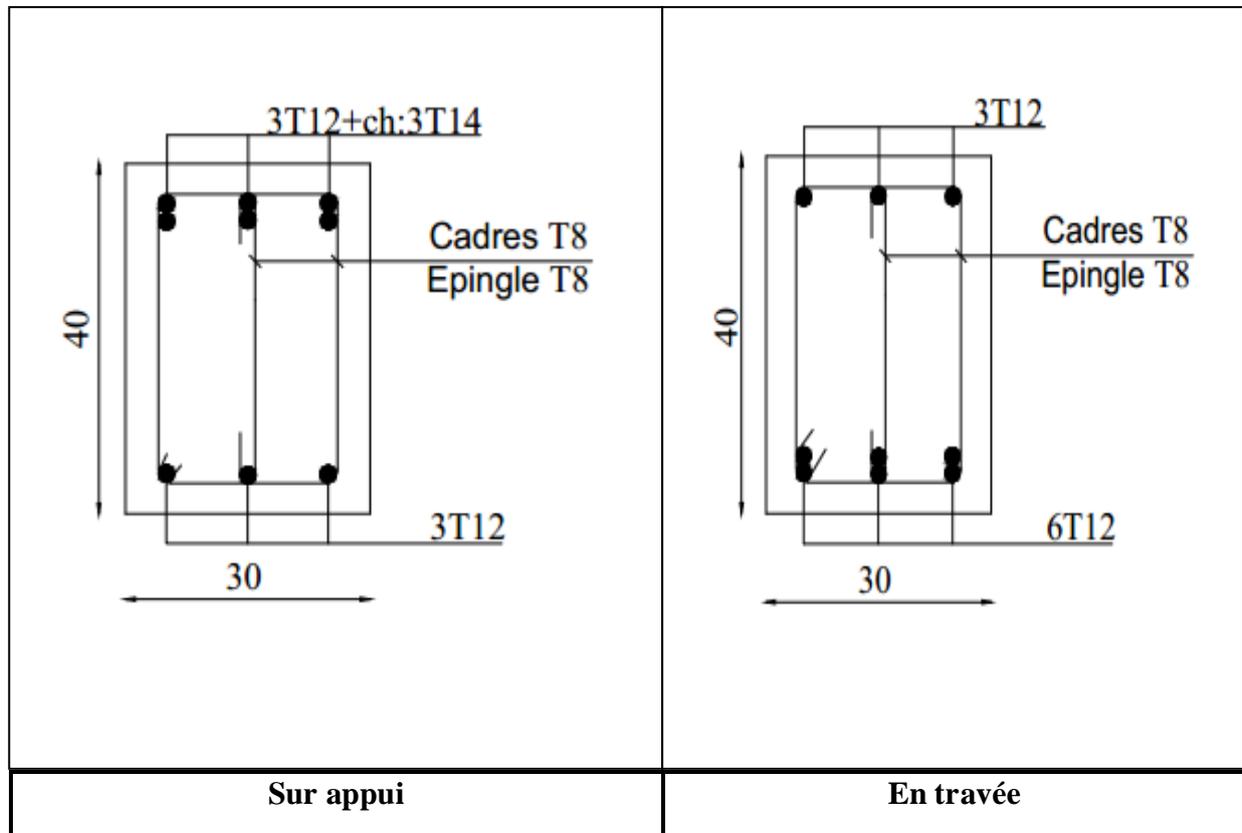


Fig. V.04. Ferrailage de la poutre secondaire.

V.3.3.Ferraillage Des Voiles :

a) Voiles pleins :

1. Ferraillage vertical :

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées ci-dessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile .
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
4. A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale a 0.15%.
 - En zone courante égale a 0.10%.
6. Si il ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

2. Ferraillage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

ϕ :Diamètre des barres horizontales .

- Règles communes :

Dans le calcul du ferraillage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5a$ (a : Epaisseur du voile).

- $S \leq 30\text{cm}$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépassé $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

- **Armatures transversals :**

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

b) Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical):

- **Ferrailage vertical:**

➤ **Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E. C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

- **Etapes de calcul :**

- **Détermination de la nature de la section :**

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$).

- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e = \frac{M}{N}$).

- **Calcul des sections suivant leurs natures :**

- **Section entièrement tendue :** on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

➤ **Section entièrement comprimée** : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$\text{Avec: } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰} \quad A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc} - A'}{\sigma_2}$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

$$\text{par: } A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} \quad \text{Avec: } \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

➤ la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Où : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad ; \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

- **déterminer la section tendue pour la formule suivante :**

$$\left. \begin{array}{l} \circ \quad \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \circ \quad \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right\} \text{ Pour les voiles pleins}$$

$$\diamond \text{ 1}^{\text{er}} \text{ cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$\diamond \text{ 2}^{\text{em}} \text{ cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h$$

$$\diamond \text{ 3}^{\text{em}} \text{ cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \geq 0 \quad ; \quad l_t = 0$$

$$\text{➤ } A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$$

$$\text{➤ } A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$$

$$\text{➤ } A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h \quad (\text{en zone courante})$$

d) Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N = 0,8 N_G \pm N$
- $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

e) Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N_{\min} = 0,8N_g + N_e$ ($N_e = 0$ cas des voiles pleins)
- $M = 0,8M_g + M_e$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{max} = M_g + M_q + M_e$$

F) exemple de Calcul:

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

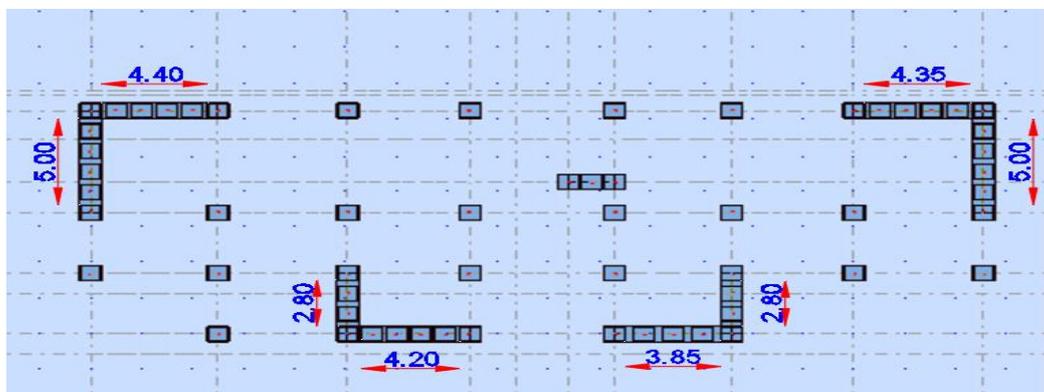


Fig.V.05.disposition des voiles.

- **Calcul de la section d'armature** : selon les règles **BAEL 91**

-Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

G+Q+ E

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	478,14	1375,98	832,93

$$\rightarrow M_{max} = 832.93 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 1375.98 \text{ KN}$$

$$h = 2.80 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 2.75 \text{ m} ; a = 0.20 \text{ m}$$

Determination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{832.92}{1375.98} = 0.605 \text{ m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 275 - 0.81 \times 5) \times 20 \times 275 \times 14.2$$

$$A = 6921.61 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 832.93 + 1375.98 \times (2.75 - \frac{2.80}{2}) = 2690.50 \text{ KN.m}$$

$$B = 1375.98 (2.75 - 0.05) - 2690.50 = 1024.64 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Verification de flambement:

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 0.605}{2.80} = 4.32$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{2.80} = 0.546$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.546 \leq \max \{15; 4.32\} \rightarrow (\text{C. V})$$

g) Calcul de ferrailage :

-Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_A = M_u + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2690.50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2690.50 \times 10^3}{18.5 \times 20 \times 275^2} = 0.0961$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow (\alpha = 0.126 : \beta = 0.949)$$

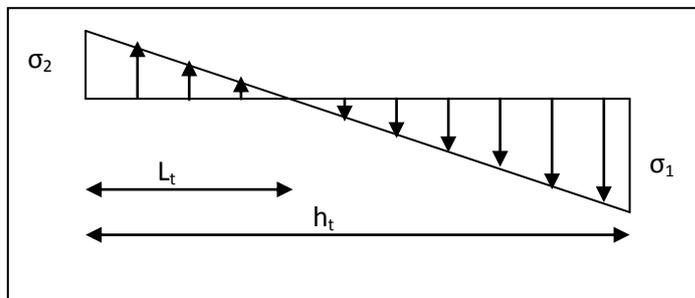
$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{2690.50 \times 10^3}{400 \times 0.949 \times 275} = 25.77 \text{ cm}^2$$

-Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{cal} = 25.77 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 25.77 - \frac{1375.98 \times 10^3}{100 \times 400} = -8.62 \text{ cm}^2$$

-L'armature verticale minimale:

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1375.98 \times 10^3}{200 \times 2800} + \frac{6 \times 832.93 \times 10^6}{200 \times (2800)^2} = 5.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1375.98 \times 10^3}{200 \times 2800} - \frac{6 \times 832.93 \times 10^6}{200 \times (2800)^2} = -0.730 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 > 0 \quad \text{et} \quad \sigma_2 < 0$$

$$l_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2.8 \left(\frac{0.730}{5.64 + 0.730} \right) = 0.32 \text{ m}$$

- Alors :

$$A_{min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times a = 0.002 \times 0.32 \times 20 = 0.0128 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^s = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 280 = 8.4 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

Résultats final :

Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$

Alors on prend $A = 8.4 \text{ cm}^2$, soit : 8HA12 = 9.05 cm²

En zone courante : $h' = h - 2l_t > 0$

$$h' = 280 - 2 \times 32 = 216 \text{ cm}$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times (216) = 4.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 8.4 + 4.32 = 21.12 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 8.4 \text{ cm}^2$$

-L'espace:

d'après (RPA99 version 2003).art.7.7.4.1.

$$S < \min(1.5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$.

$$D = \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5 \times a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}.$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

- Choix d'armature:

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{21.12}{2} = 10.56 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = 10 \text{ HA12} = 11.31 \text{ cm}^2$$

- Les armatures de peau :

$$A_c > 0.20\% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_c > 0.002 \times 20 \times 282 = 11.28 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } 10 \text{ HA12} = 11.31 \text{ cm}^2$$

-Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a \cdot d} = \frac{1.4 \times 478,14 \times 10^3}{200 \times 2750} = 1.21 \text{ Mpa}$$

$\tau = 1,21 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

a : épaisseur du voile ($a = 20 \text{ cm}$)

h : longueur totale de la section tout ($h = 280 \text{ cm}$)

-Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante: } A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 5 \text{ HA10} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

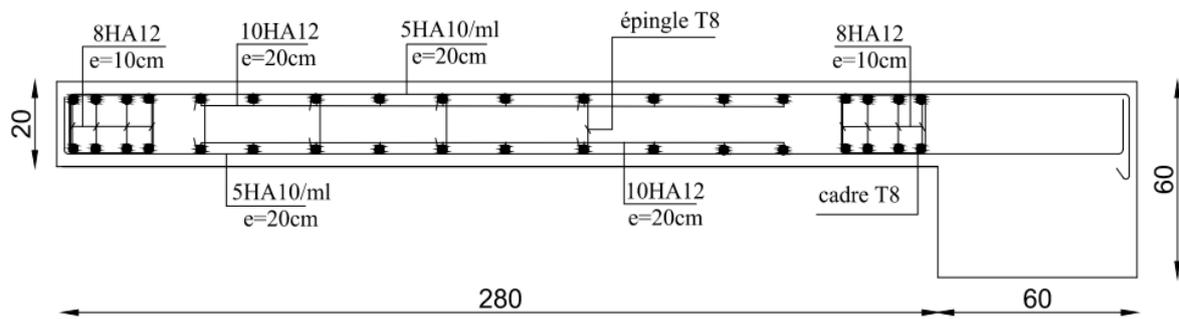


Fig.V.06. Ferrailage de la voile.

V-3.4.les Voiles avec ouverture:

a)Ferrailage des linteaux :

1) Introduction :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement (λ_g) encastrées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements, de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

2) Sollicitation dans les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture et à reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitations ainsi qu'à l'action du séisme.

Les sollicitations dans les linteaux sont :

$$T = T_E + T_P$$

$$M = M_E + M_P$$

T_E : effort tranchant dû au séisme.

T_P : effort tranchant dû aux charges (G + Q).

M_E : moment fléchissant dû au séisme.

M_P : moment fléchissant dû aux charges (G + Q).

Selon les prescriptions de RPA99/version 2003, les efforts internes dus au séisme seront

majorés comme suit :

$$\bar{T} = 1.4 (TE + q_{\max} L/2)$$

$$\bar{M} = 1.4 (ME + q_{\max} L^2/12)$$

Charges revenant au linteau :

$$q_{\max} = g_0 + g_1 + g_2$$

g_0 : poids propre du linteau

g_1 : poids du plancher.

g_2 : charge d'exploitation.

3).FERRAILLAGE :

D'après le RPA 99/version 2003, le ferrailage des linteaux se présente selon les deux cas :

– Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_c 28$

1. aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq M / (Z \times f_c)$$

Avec $Z = h - 2d'$

h : la hauteur totale du linteau

d' : la distance d'enrobage

M : moment du a l'effort tranchant ($T = 1.4 T_{\text{calcul}}$)

2. aciers transversaux

- linteau long : ($\lambda_g = l/h > 1$)

$$S_t \leq A_t f_c Z / T$$

Avec:

S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A : section d'un cours d'armatures transversales

$$Z = h - 2d'$$

$$T = 1.4 T_{\text{calcul}}$$

L : portée du linteau

- linteau court : ($\lambda_g \leq 1$):

$$S_t \leq A_t f_c L / (T + A_t f_c)$$

$$T = \min (T_1, T_2).$$

$$T_2 = 2T_{CAL}$$

$$T_1 = (M_{ci} + M_{cj}) / L_{ij}$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée L_{ij} .

$$M_c = A_L \cdot f_c \cdot Z.$$

b. deuxième cas :

$$\tau_b > 0.06 f_{c28}$$

*Pour ce cas ; il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

*Les sollicitations (M, T) sont reprises suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

Le calcul de ses armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = T / (2f_c \sin \alpha) \quad ; \quad \text{Avec : } \tan (\alpha) = (h - 2d') / L.$$

T : calcul sans majoration.

Ferrailage minimal :

a- Armatures longitudinales :

$$(A_L, A_L') \geq 0.0015bh \quad ; \quad (0.15\%)$$

Avec : b : l'épaisseur de linteau.

H : hauteur du linteau

b. Armatures transversales :

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0.0025 f_{c28} \rightarrow A_T \geq 0.0015 b.s (0.15\%)$$

$$\tau_b \geq 0.0025 f_{c28} \rightarrow A_T \geq 0.0025 b.s (0.25\%)$$

c. Armature en section courante (armatures de peau):

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (A_c) en deux nappes doivent être au total d'un minimum égale à 0.20%.

$$A_c \geq 0.002b.h.$$

3. Exemple de calcul :

Soit le linteau de voile V_2 niveau RDC :

sa dimension est :

- L = porte de linteau = 1 m.
- h : hauteur de linteau = 0.86 m.
- a = épaisseur de linteau = 0.20 m.

Sollicitation :

- Due au séisme : $T = 351,76 \text{ KN}$; $M = 70,37 \text{ KN}$

- **Majoration des sollicitations :**

$$\bar{T} = 1.4 \times T = 1.4 \times 351.76 = 492.46 \text{ KN}$$

$$\bar{M} = 1.4 \times M = 1.4 \times 70.37 = 98.51 \text{ KN.m}$$

- **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau = 1.4 \times T / (b \times d) \quad ; \quad b = 0.20 \text{ m.} \quad ; \quad d = 0.83$$

$$\tau = 1.4 \times 351.76 / (0.20 \times 0.83 \times 10^3) = 2.96 \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$\tau \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28} : \text{condition vérifiée.}$$

- ❖ **Aciers longitudinaux :**

$$\begin{cases} A_l > M / (Z \cdot f_c) \\ Z = h - 2d' \end{cases}$$

$$\begin{cases} d' = 3 \text{ cm} \\ Z = 0.86 - (2 \times 0.03) \end{cases}$$

$$\begin{cases} d' = 3 \text{ cm} \\ Z = 0.8 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_l > [(98.51 \times 10^3) / (0.8 \times 400)] \times 10^{-2}$$

$$A_l > 3.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15 \% b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0.0015 \times 20 \times 86$$

$$A_{\min} = 2.58 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

- ❖ **Aciers transversaux :**

$$\lambda_g = l/h$$

$$\lambda_g = 1 / 0.86$$

$$\lambda_g = 1.16 > 1 \Rightarrow \text{linteau long : } (\lambda_g = l/h > 1)$$

On doit avoir:

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{T}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{0.86}{4} = 0.21m$$

$S \leq 21 \text{ cm}$ on prend $S=15 \text{ cm}$

$$Z = h - 2d'$$

$$T = 1.4 T_{\text{calcul}}$$

$$V = 492.46 \text{ KN}$$

$$A_t \geq \frac{0.15 \times 492.46}{400 \times (0.86 - 0.03)} = 0.23 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_t = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 2.96 \text{ MPa}$$

$$0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.25 \% b \cdot S$$

$$A_t \geq 0.0025 \times 20 \times 20$$

$$A_t \geq 1.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 3\Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

❖ Les armatures de diagonale (AD):

$$AD = V / (2f_e \cdot \sin \alpha)$$

$$\text{tg}(\alpha) = (h - 2d') / L \Rightarrow \alpha = 38.65^\circ$$

$$AD = 0,3517 / (2 \times 400 \times 0,62)$$

$$AD = 7.09 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 2.96 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} ; AD = 4HA16$$

Section minimale du RPA 99 :

$$AD = 0,0015 \cdot b \cdot h = 0,0015 \times 20 \times 86 = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } AD = \max(AD \text{ calculée}, AD \text{ RPA}) AD = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 8T12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

❖ Les armatures de peau :

$$A_c > 0.20\% b \cdot h$$

$$A_c > 0.002 \times 20 \times 86$$

$$A_c > 3.44 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 4T12=4.52\text{cm}^2(2T12/\text{face}) \text{ avec un espacement } s = 15 \text{ cm}$$

❖ Ferrailage final:

$$A_l = 2.49 \text{ cm}^2 \text{ soit : } A_s (4HA12) = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.00 \text{ cm}^2 \text{ soit: } A_s (3HA8) = 1,51\text{cm}^2$$

$$A_c = 3.32 \text{ cm}^2 \text{ soit : } A_s (4HA12) = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 7.09 \text{ cm}^2 \text{ soit: } A_s (4HA16) = 8.04 \text{ cm}^2$$

❖ schéma de ferrailage :

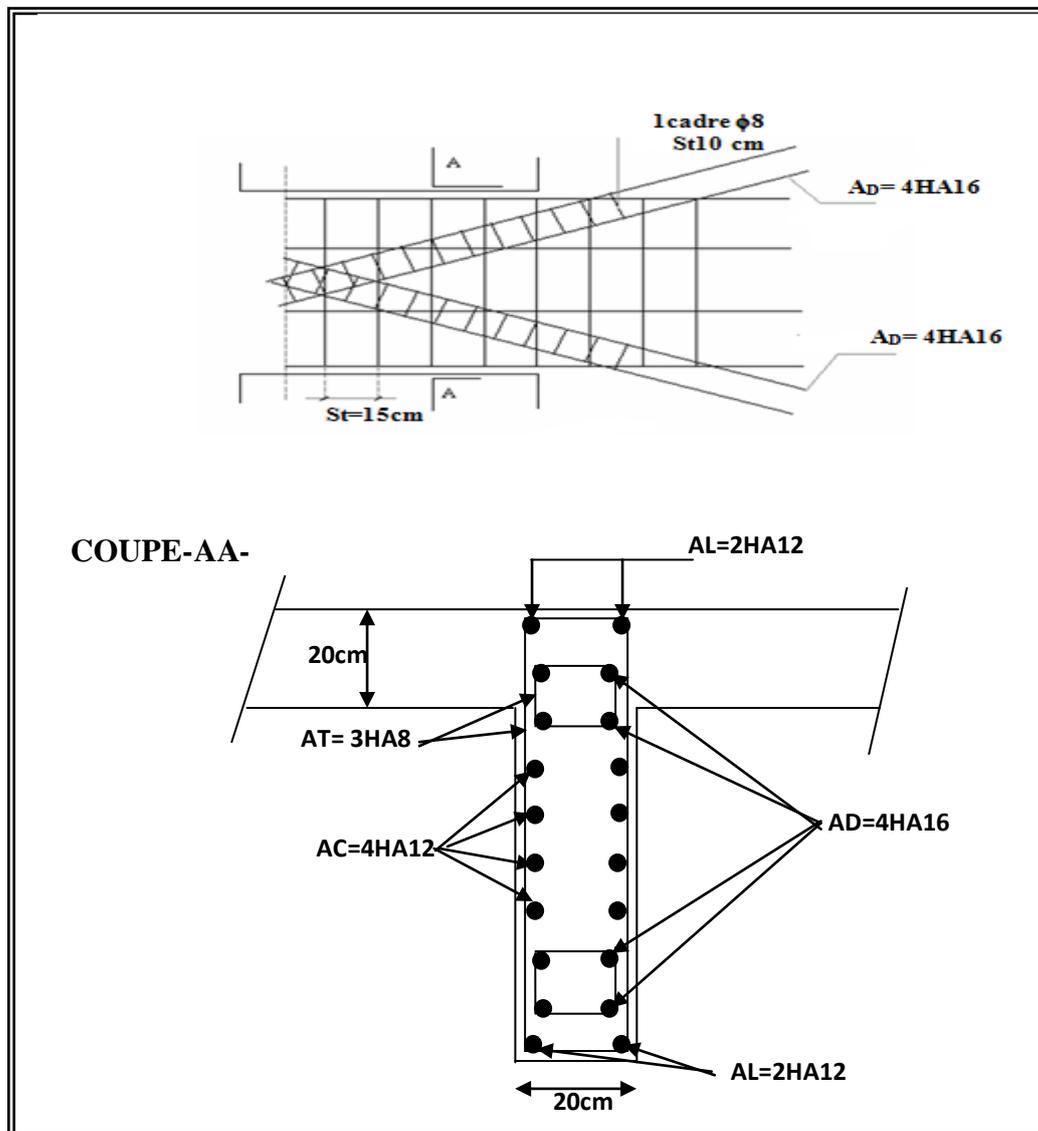


Fig.V.07. Ferrailage du Linteau

Chapitre VI:

Etude de l'infrastructure

VI. Etude de l'infrastructure:

VI.1. Introduction :

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales.

VI.3. Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend sur paramètre suivant:

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

VI.4 .Étude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectués au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donnée la valeur 1.7 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}).

- L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant :
 - Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
 - Jouer le rôle d'Appuis.
 - Assurer la liaison.
 - Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

VI.5. Etude des fondations:**a) Charge admissible au sol : (σ_{sol})**

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé.

$$\sigma_{sol} = 1.70 \text{ bars.}$$

b) Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.7 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier.

C) Critères de choix de type de fondation :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).

▪ Justification :

$$\text{Si } \frac{S_{semelle}^{total}}{S_{total}} \geq 50\% \text{ (Radier)}$$

$$P_{ser} (\text{max}) = G+Q = 2410,51 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 1.7 \text{ bars}$$

$$N = \text{Nombre de poteaux au niveau de étage} = 29$$

$$S_{semelle} \geq \frac{P_{ser} (\text{max})}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{2410,51 \times 10^{-3}}{0,17} = 14,17 \text{ m}^2$$

$$S_{semelle} = A \times B \quad (\text{semelle carrée } A = B)$$

$$A^2 = 14,17 \Rightarrow A = 3,8 \text{ m}$$

$$S_{semelle}^{total} = N \times S = 29 \times 14,17 = 410,93 \text{ m}^2$$

-Surface du bâtiment total :

$$S^{\text{total}} = (35.40 \times 12.90) - (3.40 \times 14.9) = 406 \text{ m}^2$$

$$\frac{410.93}{406} \times 100\% = 101.21\% > 50\% \text{ (Radier)}$$

d) Le radier :• **Généralités :**

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

parfois des débords (consoles extérieures).

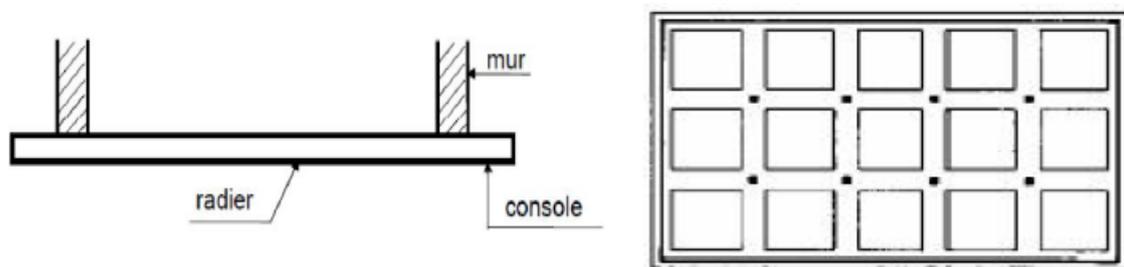


Fig. VI.01. Schéma de radier

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

C.2. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement Général de la construction ;
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

VI.6. Calcul le Radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

6.1. Combinaison d'action :

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

6.2/ Pré-dimensionnement :

a) Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

b) Condition forfaitaire : BAEL 91

- **Sous voiles :** $\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$

h_r : Épaisseur du radier.

L_{\max} : le plus grand travail.

$$L_{\max} = 5.00\text{m} \Rightarrow 62.5 \leq h_r \leq 100\text{cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 70\text{ cm}$

- **Sous poteaux :** BAEL 91

-La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{540}{20} = 27\text{cm}$$

Avec : L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 30 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est : $h_r = 70\text{cm}$

• la nervure : $b \geq \frac{L_{\max}}{10}$

L_{\max} : distance maximal Entre deux files successives.

$$L_{\max} = 5.40\text{ m} .$$

$$b \geq \frac{540}{10} = 54\text{cm}$$

c) condition de rigidité : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

- _L_{max}: la plus grande distance entre deux poteaux. L_{max} = 5.40 .
- _L_e: Longueur élastique.
- _E : module d'élasticité; E = 3216420 t/m²
- _I: Inertie de la section de radier. (b=1 ml)
- _K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. K = 40MN/m³
- _b: Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}}; K=4000t/m^3$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.40^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.81 \text{ m}$$

✓ La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

h_t = 90 cm pour les nervure.

h = 70cm pour le radier.

b = 60cm

Vérification :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.058}{4000 \times 1}} = 3.69 > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max} = 3.43... (cv)$$

6.3. Calcul de la surface minimale du radier:

• **Détermination des efforts :**

ELU: N_u = 77911.48KN

ELS: N_s = 56601.61KN

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{77911.48}{1,33 \times 170} = 344.58 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{56601.61}{1,33 \times 170} = 250.33 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 406 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 344.58 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment $>$ a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier,

Donc : ajouté un débordement (D)

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment.

D : débordement.

L_x: longueur en plan (35.40 m).

L_y: largeur en plan (12.90m).

Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ O\`u: } h_r = 0.7 \text{ m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (35 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend D = 0.5 m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 406 + 0.5 \times 2 \times [(35.40 + 12.90) - (3.4 + 14.9)] = 436 \text{ m}^2$$

-Poids du radier

$$G = (436 \times 0.9 \times 25) = 9810 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action

$$N_u = 77911.48 + 1.35 (9810) = 91154.98 \text{ KN}$$

$$N_s = 56601.61 + 9810 = 66411.61 \text{ KN}$$

VI.7. Vérifications de radier :

7.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Avec : } b = 100 \text{ cm} ; d = 0.72 ; h = 80 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{91154.98 \times 1}{344.58} \cdot \frac{5.40}{2} = 714.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{714.25 \times 10^3}{1000 \times 720} = 0.99 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

7.2. Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°

La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité a L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2hr)$

▪ **Vérification pour les Voiles** : Le voile et le plus sollicitée et avec $e=20\text{cm}$.

$$\mu_c = 2 \times (0.20 + 2.8 + (2 \times 0.90)) = 9.6\text{m}$$

$$N_u = 2469.47\text{KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6480\text{KN (C.V)}$$

▪ **Vérification pour les Poteau** : Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0.60 + 0.60 + (2 \times 0.90)) = 6\text{m}$$

$$N_u = 3334,95\text{KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 4050\text{KN (C.V)}$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

7.3. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1.8 \times 344.58 = 9303.66\text{KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier = $N_G + G_{radier}$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1.8\text{ m}$)

$$G_T = 49563.61 + 1.35 (9810) = 62807.11\text{KN} > 9303.66\text{ KN}$$

\Rightarrow Pas de risque de soulèvement de la structure.

7.4. Vérification au renversement du au séisme :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit avoir : $\frac{M_R}{M_M} \geq 1.5$

$$M_M = \sum F_{Ki} H_K + T_0 Z$$

$$M_R = \frac{N_G L}{2}$$

M_M : moment de renversement dû aux forces sismiques ;

M_R : moment stabilisant sous l'effet du poids propre ;

T_0 : effort tranchant à la base.

Z : profondeur .

N_G : poids propre de la structure (sans surcharges) ;

Le poids total de la structure est :

$$N_G = G_{\text{structure}} + G_{\text{radier}} = G_T = 49563.61 + 1.35 (9810) = 62807.11\text{KN}$$

Sens longitudinal			Sens transversal		
M_{Rx} (KN.m)	M_{Mx} (KN.m)	F_{SR}	M_{Ry} (KN.m)	M_{My} (KN.m)	F_{SR}
1111685.84	67393.82	16.49 > 1.5	405105.85	69800.84	5.80 > 1.5

Tableau.VI.1. Vérification au renversement du au séisme.

Donc en ce qui concerne le rapport du moment stabilisant au renversement on constate qu'il n'y a pas de risque de renversement.

7.5. Vérification de la stabilité du radier sous ($0.8G \pm E$) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricite de la resultante des charges verticales.}$$

$$N_{\text{total}} = 61083,84 \text{ KN}$$

$$M_x = 1606.10 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 209.78 \text{ KN.m}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
Ntotal(KN)	61083.84	61083.84
M(KN.m)	1606.10	209.78
e(m)	0.026	0.003
L/4(m)	8.85	3.22
condition	vérifier	vérifier

Tableau VI.2. Résultats de calcul de la stabilité du radier.

7.6.Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 170 = 226.10 \text{ KN/m}^2.$$

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = \frac{(9.5 \times 35.40) \times 17.7 + (20.50 \times 3.40) \times 10.25}{(9.5 \times 35.40) + (20.50 \times 3.40)} = 16.42 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = \frac{(9.5 \times 35.40) \times 4.75 + (20.50 \times 3.40) \times 1.7}{(9.5 \times 35.40) + (20.50 \times 3.40)} = 4.22 \text{ m}$$

	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	47689.003	78369.41	1654.71	436
Y-Y	6332.732	80400.47	224.02	436

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	180.316	179.176	180.031	226.10	C.V
Y-Y	184.553	184.255	184.478	226.10	C.V

Tableau VI.3. Résultats de vérification au non soulèvement.

VI.8. Ferrailage du radier:

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la Annexe E3 des règles B.A.E.L. pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

8.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Tableau VI.4. les moments en travée et sur appui.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement

BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

- **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = N_U / S_{rad}$	$q_{ser} = N_S / S_{rad}$
$q_u = 77911.48 / 436$	$q_{ser} = 56601.61 / 436$
$q_u = 178.69 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 129.82 \text{ KN/m}^2$

- **Ferraillage de la dalle de radier :**

✓ Le plus grand panneau est le panneau du $(5.40 \times 5.30) \text{ m}^2$.

■ **l'ELU** : $v = 0$; $q_u = 178.69 \text{ KN/m}^2$

$$\alpha = 5.30 / 5.40 = 0.98 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.0385$$

$$\mu_y = 0.956$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0385 \times 178.69 \times 5.3^2 = 193.24 \text{ KN.ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.956 \times 193.24 = 184.73 \text{ KN.ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 193.24 = 164.25 \text{ KN.ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 129.82 = 110.34 \text{ KN.ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 193.24 = 57.97 \text{ KN.ml.}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} ; A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} ; \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \emptyset \leq h/10 = 700/10 = 80 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 70 - 4 - \frac{7}{2} = 62.5 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 57 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

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

Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 62.5 \times \frac{2.1}{400} = 7.54 \text{ cm}^2$$

Sens-Y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 57 \times \frac{2.1}{400} = 6.88 \text{ m}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A \% \geq 0.001 \times b.h = 0.001 \times 100 \times 70 = 7 \text{ cm}^2.$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} ; A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} ; \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (N ×ml)	57970	164250	57970	110340
μ	0.010	0.029	0.012	0.023
μ<μL	C.V	C.V	C.V	C.V
As' (cm²)	0	0	0	0
α	0.012	0.036	0.015	0.029
β	0.995	0.985	0.994	0.988
σs	348	348	348	348
As (cm²/ml)	2.67	7.66	2.94	5.61
s min (cm²/ml)	7.54	7.54	7	7
Choix des barres/ml	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
Ascorres (cm²/ml)	9.05	9.05	9.05	9.05
Espacement (cm)	12	12	12	12

Tableau VI.5:Tableau récapitulatif ELU.

■ **l'ELS** : $\nu = 0.2$; $q_s = 129.82 \text{KN/m}^2$

$\alpha = 5.3/5.4 = 0.98 > 0.4 \Rightarrow$ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

À partir du tableau:

$$\mu_x = 0,0459$$

$$\mu_y = 0,970$$

donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 167.38 \text{KN.ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 162.35 \text{KN.ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 142.27 \text{KN.ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 137.99 \text{KN.ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 50.21 \text{KN.ml.}$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (N ×ml)	50210	142270	50210	137990
μ	0.009	0.0256	0.0108	0.0299
μ < μ_L	C.V	C.V	C.V	C.V
A_s' (cm²)	0	0	0	0
α	0.0113	0.032	0.013	0.038
β	0.995	0.987	0.994	0.985
σ_{st}(MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63
As (cm²/ml)	4.00	11.43	4.39	12.18
s_{min} (cm²/ml)	7.54	7.54	7	7
Choix des barres/ml	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14
As_{corres} (cm²/ml)	12.32	12.32	12.32	12.32
Espacement (cm)	12	12	12	12

Tableau VI.6:Tableau récapitulatif ELS.

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots(A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{178.69 \times 5.3 \times 5.4}{2(5.4) + 5.3} = 317.646KN$$

$$\tau_u = \frac{317646}{1000 \times 625} = 0.50Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

$$\tau_u = 0.50 < [\tau_u] = 2.5Mpa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

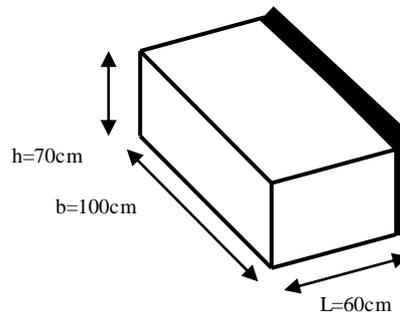
• Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.60 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

h = 0.70m

b = 1m

d = 0.9 h = 0.63m



• Présentation schématique :

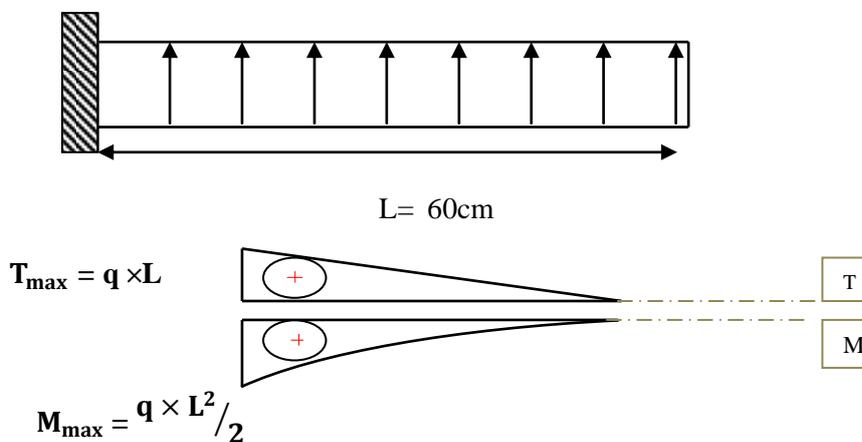


Fig. VI.02.Schéma de débord de radier.

■ **L'ELU :**

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 178.69 \times (0.6)^2 / 2 = 32.16 \text{KN.m}$$

■ **L'ELS :**

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 129.82 \times (0.6)^2 / 2 = 23.36 \text{KN.m}$$

	M_{\max}	μ	α	β	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{Adop} (cm ²)	Section adoptée
ELU	32.16	0.0057	0.0071	0.997	1.47	7.54	7	8HA14
ELS	23.36	0.0041	0.0051	0.997	1.84	7.54	7	8HA14

Tableau VI.7: Tableau récapitulatif ELU et ELS.

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{28}$$

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

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,90 \text{ h} = 0.63 \text{m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 178.69 \times 0.6 = 107.21 \text{KN/m}^2.$$

$$\tau_u = \frac{107.21 \times 10^3}{1000 \times 630} = 0.17 \text{Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **ETUDE DE LA NERVURE :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 90 \text{ cm} \quad d = 81 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

On a $\rho = 5.3/5.4 = 0.98 > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

• **Charge triangulaire :**

$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

$$\rho = l_x / l_y$$

$$q_u = 178.69 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 129.82 \text{ KN} / \text{m}^2$$

a-Calcul les charges revenant à la nervure:

- Sens longitudinal:

ELU

Travée L'axe (2)	$l_x(m)$	$l_y(m)$	$P = \frac{q_u \times l_x}{4} \text{ (KN/m)}$
A-B	4.70	5.30	209.96
		3.00	209.96
B-C	4.80	5.30	214.43
		3.00	214.43
C-D	4.50	5.30	201.02
		3.00	201.02
D-E	5.40	5.30	241.23
		3.00	241.23
E-F	4.30	5.30	192.09
		3.00	192.09
F-G	4.50	5.30	201.02
		3.00	201.02
G-H	4.80	5.30	214.43
		3.00	214.43

Tableau VI.8.Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal (ELU).

ELS

Travée L'axe (2)	$l_x(m)$	$l_y(m)$	$P = \frac{q_u \times l_x}{4} (KN/m)$
A-B	4.70	5.30	152.53
		3.00	152.53
B-C	4.80	5.30	155.78
		3.00	155.78
C-D	4.50	5.30	146.04
		3.00	146.04
D-E	5.40	5.30	175.25
		3.00	175.25
E-F	4.30	5.30	139.55
		3.00	139.55
F-G	4.50	5.30	146.04
		3.00	146.04
G-H	4.80	5.30	155.78
		3.00	155.78

Tableau VI.9.Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal (ELS)

- Sens transversal

ELU

Travée L'axe (D)	$L_y(m)$	$L_x(m)$	$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2} (KN/m)$
A-B	5.30	5.40	241.49
		4.50	272.27
B-C	3.00	5.40	192.98
		4.50	176.90
C-D	3.00	5.40	192.98
		4.50	176.90

Tableau VI.10: Sollicitations de la nervure dans le sens transversal (ELU).

ELS

Travée L'axe (D)	$L_y(m)$	$L_x(m)$	$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2} (KN/m)$
A-B	5.30	5.40	175.45
		4.50	199.53
B-C	3.00	5.40	140.20
		4.50	128.52
C-D	3.00	5.40	140.20
		4.50	128.52

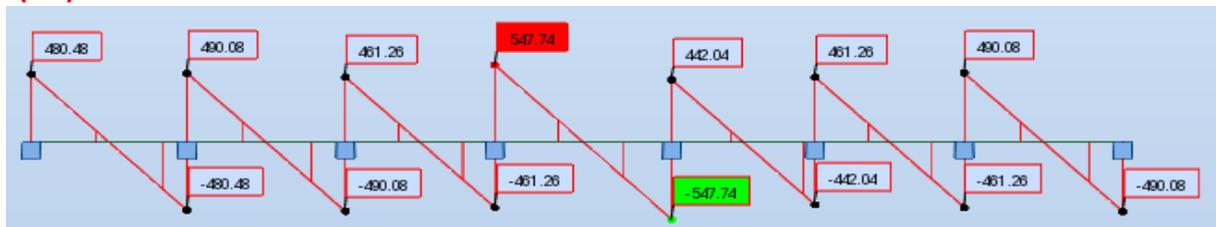
Tableau VI.11: Sollicitations de la nervure dans le sens transversal (ELS).

Sens X-X

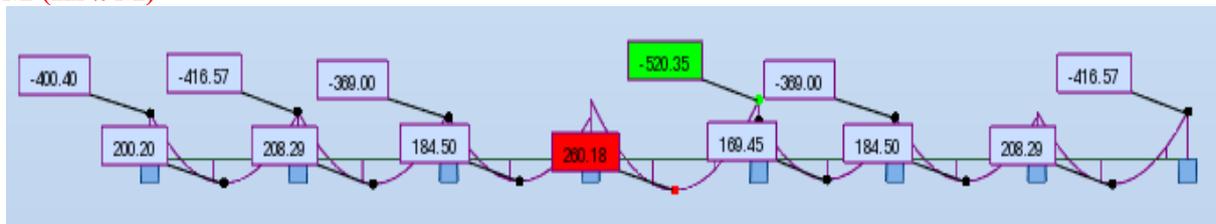
ELU



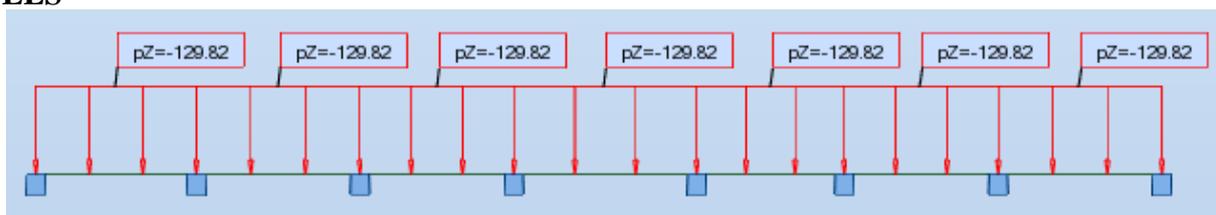
T(KN)



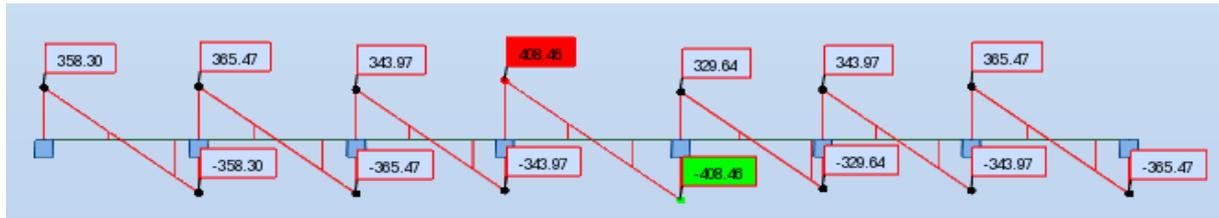
M (KN. M)



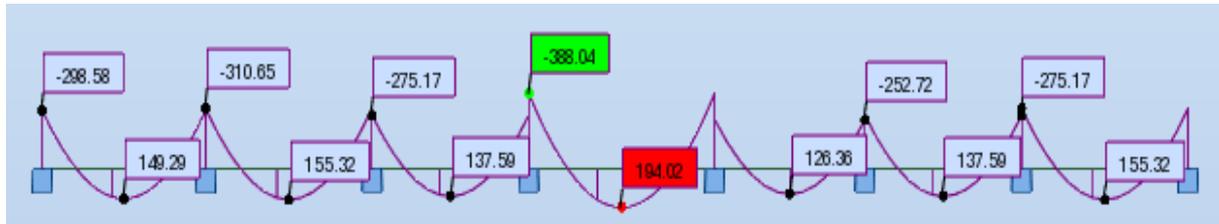
ELS



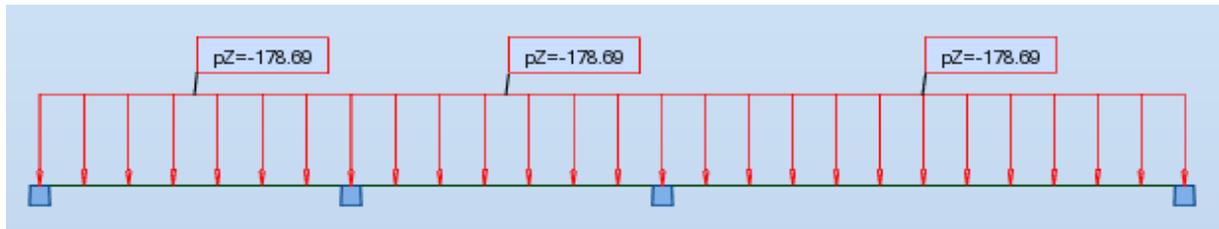
T(KN)



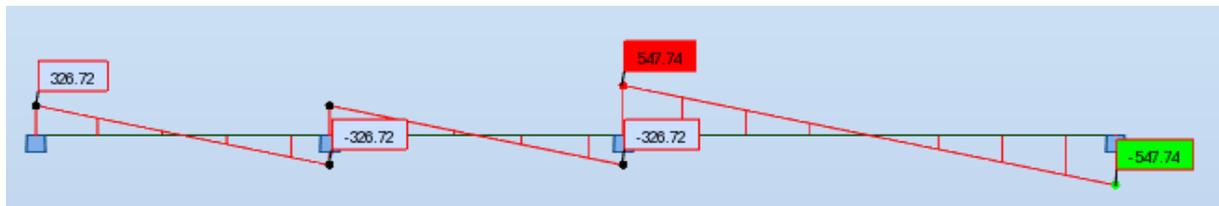
M (KN. m)



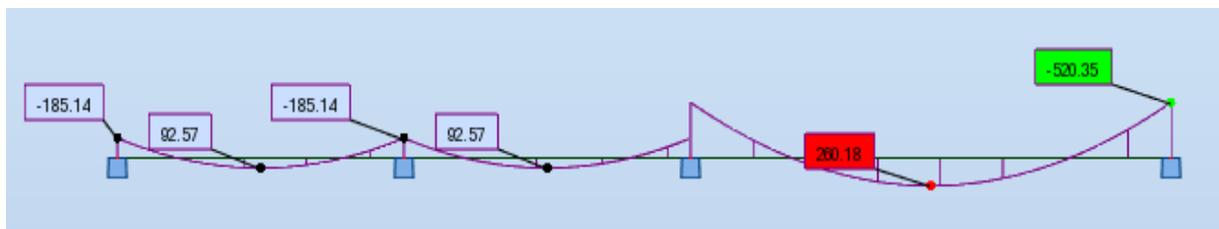
**-Sens Y-Y
ELU**



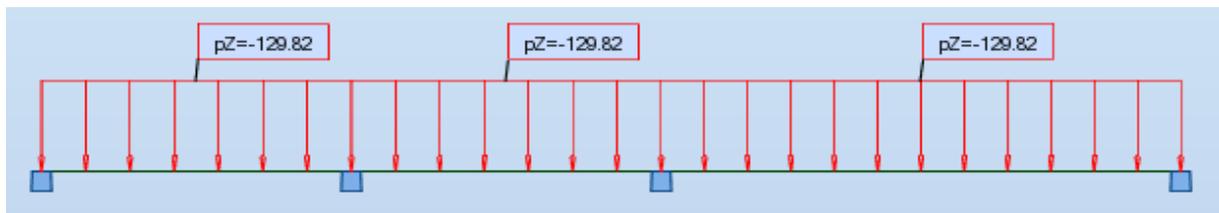
T(KN)

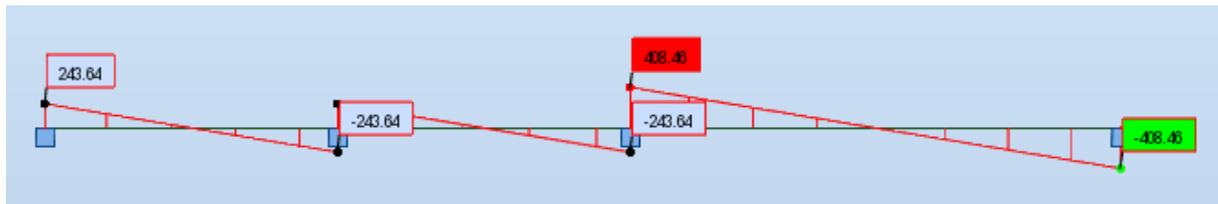
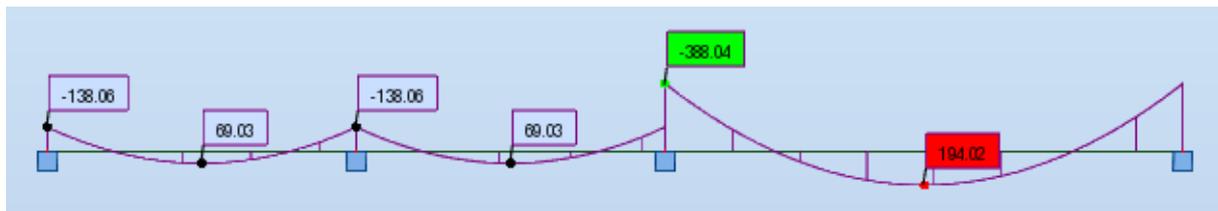


M (KN. m)



ELS



T(KN)**M (KN. m)**

$$ELU \begin{cases} (X - X) : M_t = 260.18 \text{ KN.m} , M_a = -520.35 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 260.18 \text{ KN.m} , M_a = -520.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X - X) : M_t = 194.02 \text{ KN.m} , M_a = -388.04 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 194.02 \text{ KN.m} , M_a = -388.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ ferrailage de nervure a la ELU:

Sens	élément	M_u [KN.m]	μ_b	α	β	A_{cal}	A_{min}	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	520.35	0.0930	0.122	0.991	18.62	27	39.27	8HA25
	Travée	260.18	0.0465	0.059	0.976	09.45	27	39.27	8HA25
Y-Y	Appuis	520.35	0.0930	0.122	0.991	18.62	27	39.27	8HA25
	travée	260.18	0.0465	0.059	0.976	09.45	27	39.27	8HA25

Tableau VI.12:Tableau récapitulatif.

• Vérification au cisaillement :

- Sens (x-x) : $T_{max}^u = 547740 \text{ N}$

$$\tau = \frac{547740}{600 \times 810} = 1.12 \text{ MPa}$$

- Sens (y-y) : $T_{max}^u = 547740 \text{ N}$

$$\tau = \frac{547740}{600 \times 810} = 1.12 \text{ MPa}$$

- La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow (\text{C.V})$$

Vérifications nécessaires pour les nervures :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 60 \times 81 \times \frac{2,1}{400} = 5,86 \text{cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times 60 \times 90 = 5,4 \text{cm}^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% 60 \times 90 = 27 \text{cm}^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (25, 60, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{mm}$$

- Espacement des armatures transversales

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) \Rightarrow S_t \leq \min (22,5, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} \Rightarrow S_t \leq 45$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale.}$$

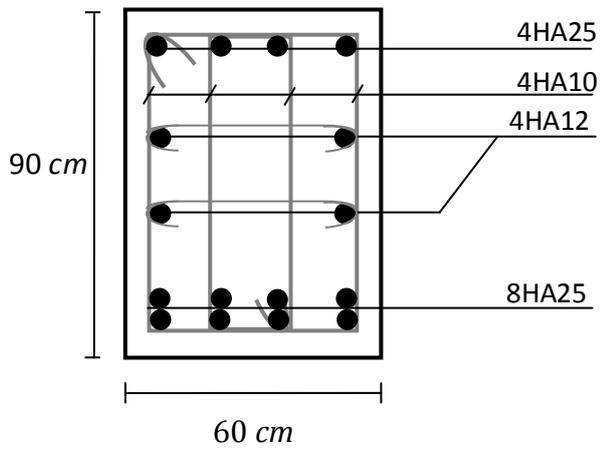
$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{En zone courante.}$$

- Armatures transversales minimales

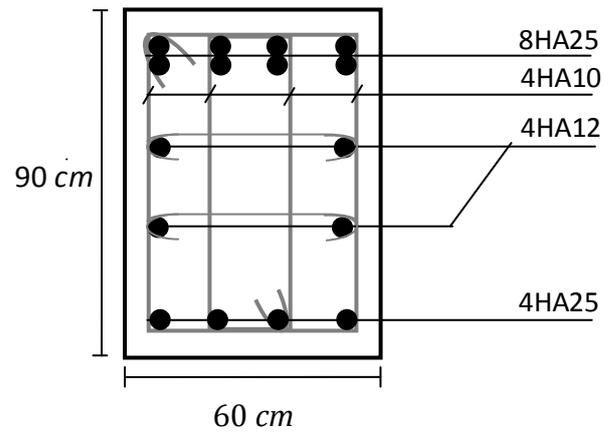
$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{cm}^2$$

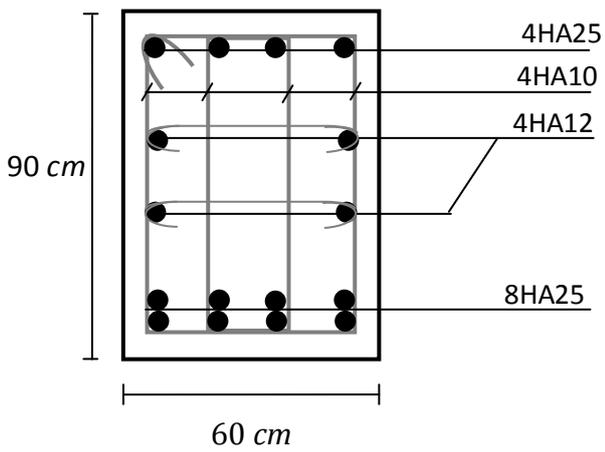
Nous prenons : $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$



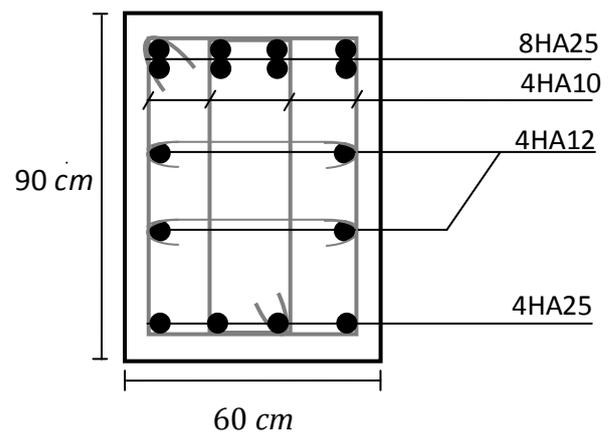
Sur appuis sens x-x



Sur travée sens x-x



Sur appuis sens y-y



Sur travée sens y-y

Fig. VI.03. Ferrailage des nervures.

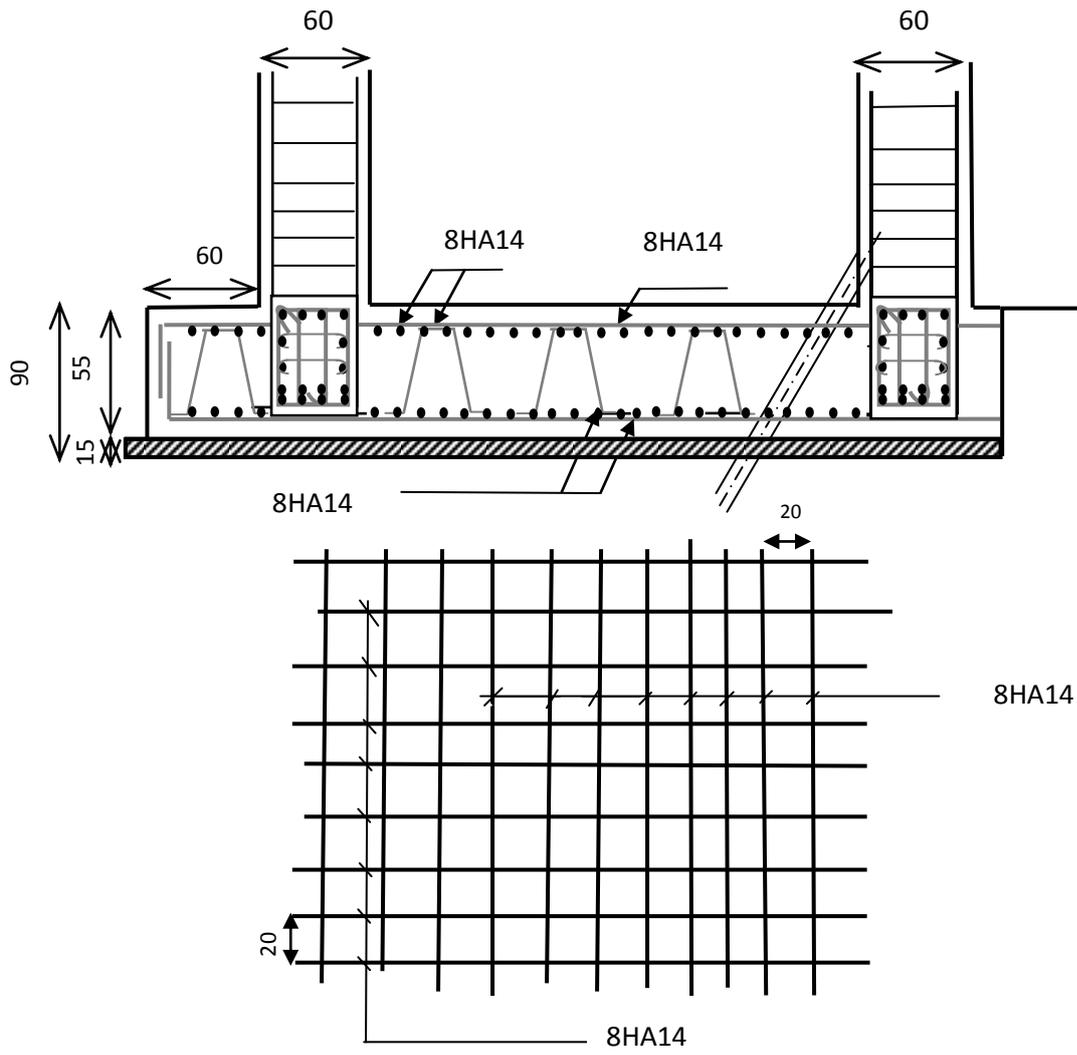


Fig.VI.4.Ferrailage du radier.

Conclusion

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, Cette expérience nous à permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; l'application des règlements tels que : RPA (99/version 2003) ; BAEL 91 ; CBA93, la pratique des logiciels Comme : Robot ; autocad ...etc.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

- D'une part (**stabilité**) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.
- Et d'autre part (**économie**) L'estimation des quantités de béton et d'acier nécessaires dépend de la bonne étude du bâtiment.
- Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur.

Bibliographie

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- CBA : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

Livre et cours :

- Cour technique de construction (3LGC, Master1 et Master 2Structure)
Université de Biskra .
- Mémoires master 2 (CTC) promotions passées ...Les universités algériennes.
- Exercices de béton arme selon le règles BAEL.83,P.Charon.

Logiciels et programmes :

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2018. (Analyse des structures) .
- AUTOCAD 2014. (Dessin) .
- Word 2007. (Traitement du texte) .

ANNEXES (01)

TABLEAUX NUMERIQUE

❖ Autodesk Robot Structural Analysés Professional 2018

Tableau 1: Chargements – Cas

Cas	Préfixe	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	PERM1	PP	poids propre	Statique linéaire
2	PERM2	G	permanente	Statique linéaire
3	PERM3	Q	d'exploitation	Statique linéaire
4	MOD4	Modale		Modale
5	SIS_X5	EX	sismique	Sismique-RPA 99 (20)
6	SIS_Y6	EY	sismique	Sismique-RPA 99 (20)
7		ELU	poids propre	Combinaison linéaire
8		ELS	poids propre	Combinaison linéaire
9		G+Q+EX	sismique	Combinaison linéaire
10		G+Q+EY	sismique	Combinaison linéaire
13		0.8G+EX	sismique	Combinaison linéaire
14		0.8G+EY	sismique	Combinaison linéaire
15	TEMP1	T1	température	Statique linéaire
16	TEMP11	T2	température	Statique linéaire
21		G+0.8T1	température	Combinaison linéaire
22		G+0.8T2	température	Combinaison linéaire

Tableau 2: Chargements – Valeurs

Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge (m) (kN) (Deg)
1:PP	poids propre	1A29 31A54	* PZ Moins Coef=1,00
2:G	(EF) surfacique uniforme		* PZ=-6,63[kN/m2]
2:G	(EF) surfacique uniforme	141	* PZ=-7,30[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme	141	* PZ=-1,00[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme	142 269A285	* PZ=-2,50[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme	83A87 140 1	* PZ=-3,50[kN/m2]
2:G	(EF) surfacique uniforme	142 269A285	* PZ=-5,69[kN/m2]
2:G	(EF) surfacique uniforme	83A87 140 1	* PZ=-1,86[kN/m2]
2:G	charge uniforme	31A36 52A54	* PZ=-3,02[kN/m]
2:G	charge uniforme	88A93 101 1	* PZ=-1,72[kN/m]
2:G	(EF) surfacique uniforme	1111	* PZ=-3,55[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme	44 1111	* PZ=-1,00[kN/m2]
2:G	(EF) surfacique uniforme	44	* PZ=-7,30[kN/m2]
2:G	(EF) surfacique uniforme	1491A1531P	* PZ=-2,94[kN/m2]
2:G	(EF) surfacique uniforme	414 1490A15	* PZ=-1,07[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme	414 1490A14	* PZ=-2,50[kN/m2]
2:G	(EF) surfacique uniforme	1721	* PZ=-6,63[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme	1721 1722	* PZ=-1,00[kN/m2]
2:G	(EF) surfacique uniforme	1722	* PZ=-3,55[kN/m2]
15:T1	thermique	1A8 22A29 1	* TX=45,00[°C]
15:T1	thermique	9 16 56 57 60	* TY=45,00[°C]
16:T2	thermique	9 16 56 57 60	* TY=15,00[°C]
15:T1	thermique	1A8 22A29 1	* TX=15,00[°C]

Tableau 3: Combinaisons

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
7 (C)	ELU	Combinaison lin	ELU	poids propre	(1+2)*1.35+3*1.50
8 (C)	ELS	Combinaison lin	ELS	poids propre	(1+2+3)*1.00
9 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+3+5)*1.00
10 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+3+6)*1.00
13 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*0.80+5*1.00
14 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*0.80+6*1.00
21 (C)	G+0.8T1	Combinaison lin	ELS	température	(1+2)*1.00+15*0.80
22 (C)	G+0.8T2	Combinaison lin	ELS	température	(1+2)*1.00+16*0.80

Tableau 4: Résultats: dynamique - Cas: 4 (Modale) Modes actifs: 1..11; CQC:
Valeurs: 1
- Cas: 4 (Modale) Modes actifs: 1..11; CQC

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,72	0,58	0,51	67,87	0,0	0,51	67,87	0,0	4917733,13	4917733,13	0,0
4/ 2	1,75	0,57	67,27	68,44	0,0	66,76	0,57	0,0	4917733,13	4917733,13	0,0
4/ 3	2,69	0,37	69,23	68,48	0,0	1,96	0,04	0,0	4917733,13	4917733,13	0,0
4/ 4	7,18	0,14	86,77	69,94	0,0	17,55	1,46	0,0	4917733,13	4917733,13	0,0
4/ 5	7,21	0,14	88,24	87,89	0,0	1,46	17,94	0,0	4917733,13	4917733,13	0,0
4/ 6	10,54	0,09	88,46	87,89	0,0	0,22	0,01	0,0	4917733,13	4917733,13	0,0
4/ 7	12,72	0,08	88,46	87,90	0,0	0,00	0,00	0,0	4917733,13	4917733,13	0,0
4/ 8	13,19	0,08	88,51	87,90	0,0	0,05	0,00	0,0	4917733,13	4917733,13	0,0
4/ 9	13,65	0,07	88,51	88,56	0,0	0,00	0,67	0,0	4917733,13	4917733,13	0,0
4/ 10	14,11	0,07	88,93	90,60	0,0	0,41	2,04	0,0	4917733,13	4917733,13	0,0
4/ 11	14,22	0,07	90,18	91,55	0,0	1,26	0,94	0,0	4917733,13	4917733,13	0,0

Tableau5: Etages: Efforts réduits sans EX: 1

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5/ 1	17,09 6,79 1,53	2985,48	42,38	7586,68	911,47	2074,00	11,60	30,78
5/ 2	17,09 6,79 4,59	2933,87	40,87	7506,50	389,41	2544,46	5,24	35,63
5/ 3	17,09 6,79 7,65	2819,63	39,02	7307,82	461,81	2357,83	6,59	32,43
5/ 4	17,09 6,79 10,7	2664,13	37,67	6987,18	511,20	2152,93	7,39	30,28
5/ 5	17,09 6,79 13,7	2473,06	35,29	6527,21	539,70	1933,36	7,81	27,48
5/ 6	17,09 6,79 16,8	2235,73	31,56	5900,10	548,50	1687,22	7,94	23,62
5/ 7	17,09 6,79 19,8	1947,65	27,42	5101,46	539,50	1408,16	7,90	19,52
5/ 8	17,09 6,79 22,9	1608,76	22,74	4147,44	520,57	1088,19	7,42	15,32
5/ 9	17,09 6,79 26,0	1196,98	16,91	3015,42	460,92	736,05	8,29	8,62
5/ 10	17,13 6,90 29,0	666,90	9,50	1656,38	546,23	120,67	5,15	4,35

Tableau 6: Etages: Efforts réduits sans EY: 2

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
6/ 1	17,09 6,79 1,53	42,38	2992,84	1118,79	12,45	29,93	837,75	2155,09
6/ 2	17,09 6,79 4,59	40,58	2945,59	1096,15	7,02	33,56	311,17	2634,42
6/ 3	17,09 6,79 7,65	39,13	2835,95	1062,42	8,99	30,15	376,66	2459,30
6/ 4	17,09 6,79 10,7	37,92	2679,95	1003,84	10,48	27,44	416,32	2263,64
6/ 5	17,09 6,79 13,7	34,65	2486,17	926,72	11,35	23,31	438,57	2047,59
6/ 6	17,09 6,79 16,8	31,89	2249,57	868,36	11,78	20,11	444,41	1805,16
6/ 7	17,09 6,79 19,8	28,73	1964,55	767,75	11,84	16,88	435,01	1529,54
6/ 8	17,09 6,79 22,9	22,63	1625,19	604,72	11,24	11,38	417,25	1207,94
6/ 9	17,09 6,79 26,0	17,38	1208,60	480,51	11,40	5,98	365,07	843,54
6/ 10	17,13 6,90 29,0	11,73	673,80	337,59	7,74	3,98	421,12	252,68

Tableau 7: Etages: Efforts réduits els: 3

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
8 (C)/1	17,23 6,79 2,08	0,0	0,0	0,0	-35,94	35,94	37,45	-37,45
8 (C)/2	17,23 6,79 5,14	0,0	0,0	0,0	-44,60	44,60	-30,31	30,31
8 (C)/3	17,23 6,79 8,20	0,0	0,0	0,0	-47,52	47,52	-43,79	43,79
8 (C)/4	17,23 6,79 11,2	0,0	0,0	0,0	-48,57	48,57	-54,35	54,35
8 (C)/5	17,23 6,79 14,3	0,0	0,0	0,0	-49,64	49,64	-63,54	63,54
8 (C)/6	17,23 6,79 17,3	0,0	0,0	0,0	-50,54	50,54	-71,51	71,51
8 (C)/7	17,23 6,79 20,4	0,0	0,0	0,0	-51,24	51,24	-77,96	77,96
8 (C)/8	17,23 6,79 23,5	0,0	0,0	0,0	-51,81	51,81	-85,65	85,65
8 (C)/9	17,23 6,79 26,5	0,0	0,0	0,0	-53,63	53,63	-80,12	80,12
8 (C)/10	17,21 6,71 29,6	0,0	0,0	0,0	-30,25	30,25	-140,08	140,08

Tableau 8: Etages: Valeurs: 1

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]
4/ 1	Etage 1	492551,68	17,09 6,79 1,53	17,56 7,06 2,08	9510390,69	54865806,87	64376197,56	0,47	0,27
4/ 2	Etage 2	492551,68	17,09 6,79 4,59	17,56 7,06 5,14	9510390,69	54865806,87	64376197,56	0,47	0,27
4/ 3	Etage 3	492551,68	17,09 6,79 7,65	17,56 7,06 8,20	9510390,69	54865806,87	64376197,56	0,47	0,27
4/ 4	Etage 4	492551,68	17,09 6,79 10,7	17,56 7,06 11,2	9510390,69	54865806,87	64376197,56	0,47	0,27
4/ 5	Etage 5	492551,68	17,09 6,79 13,7	17,56 7,06 14,3	9510390,69	54865806,87	64376197,56	0,47	0,27
4/ 6	Etage 6	492551,68	17,09 6,79 16,8	17,56 7,06 17,3	9510390,69	54865806,87	64376197,56	0,47	0,27
4/ 7	Etage 7	492551,68	17,09 6,79 19,8	17,56 7,06 20,4	9510390,69	54865806,87	64376197,56	0,47	0,27
4/ 8	Etage 8	492551,68	17,09 6,79 22,9	17,56 7,06 23,5	9510390,69	54865806,87	64376197,56	0,47	0,27
4/ 9	Etage 9	492551,68	17,09 6,79 26,0	17,56 7,06 26,5	9510390,69	54865803,43	64376194,11	0,47	0,27
4/ 10	Etage 10	523396,28	17,13 6,90 29,0	17,56 8,27 29,6	10309542,37	56393657,94	66703200,31	0,43	1,37

Tableau 9: Etages

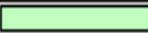
Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	1A43 45A54 56		35,10	14,70	1,76	0,74
2	Etage 2	55 83 84 140 14		35,10	14,70	1,76	0,74
3	Etage 3	75 143 174 180		35,10	14,70	1,76	0,74
4	Etage 4	78 182 183 270		35,10	14,70	1,76	0,74
5	Etage 5	79 184 185 274		35,10	14,70	1,76	0,74
6	Etage 6	80 186 187 278		35,10	14,70	1,76	0,74
7	Etage 7	81 216 240 282		35,10	14,70	1,76	0,74
8	Etage 8	82 260 263 367		35,10	14,70	1,76	0,74
9	Etage 9	111 264 265 37		35,10	14,70	1,76	0,74
10	Etage 10	44 88A110 112		35,10	14,70	1,76	0,74

Tableau 16: Réactions Repère global - Cas: 14 (0.8G+Ey): Valeurs: 1
Repère global - Cas: 14 (0.8G+Ey)

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas 14 (C) (CQC)	0.8G+EY					
Somme totale	831,78	3005,93	61083,84	1606,10	209,78	24,48
Somme réaction	42,38	2992,82	37284,98	316580,37	-636707,11	50447,34
Somme efforts	42,38	2992,84	-37284,98	-189695,29	638460,48	50447,37

Tableau 17: Réactions Repère global - Cas: 7 (ELU): Valeurs: 2

Repère global - Cas: 7 (ELU)

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas 7 (C)	ELU					
Somme totale	-0,00	-0,00	77911,48	120,03	45,07	1,79
Somme réaction	-0,00	-0,00	77911,48	534576,08	-1330257,71	-0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-77911,48	-534576,16	1330257,69	0,0

Tableau 18: Réactions Repère global - Cas: 8(ELS): Valeurs: 1

Repère global - Cas: 8 (ELS)

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas 8 (C)	ELS					
Somme totale	-0,00	-0,00	56601,61	86,24	32,31	1,28
Somme réaction	-0,00	-0,00	56601,61	388026,30	-966536,45	-0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-56601,61	-388026,36	966536,43	0,0

Tableau 19: Réactions Repère global - Cas: 9 (G+Q+Ex): Valeurs: 3

Repère global - Cas: 9 (G+Q+Ex)

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas 9 (C) (CQC)	G+Q+EX					
Somme totale	3007,57	820,66	78369,41	404,99	1654,71	32,06
Somme réaction	2985,48	42,40	56601,61	388907,83	-903523,09	17044,20
Somme efforts	2985,48	42,38	-56601,61	-387144,82	1029550,10	17043,82

Tableau 20: Réactions Repère global - Cas: 11 (G+Q+Ey): Valeurs: 1

Repère global - Cas: 11 (G+Q+Ey)

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas 10 (C) (CQC)	G+Q+EY					
Somme totale	831,78	3005,93	80400,47	1642,58	224,02	25,09
Somme réaction	42,38	2992,82	56601,61	451468,69	-965659,76	50447,34
Somme efforts	42,38	2992,84	-56601,61	-324583,64	967413,13	50447,37

Tableau 21: Réactions Repère global - Cas: 21 (G+0.8T1): Valeurs: 1

Repère global - Cas: 21 (G+0.8T1)

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas 21 (C)	G+0.8T1					
Somme totale	-0,00	0,00	46606,22	251,76	69,65	0,01
Somme réaction	-0,00	0,00	46606,22	316422,66	-796979,80	-0,04
Somme efforts	0,00	-0,00	-46606,22	-316422,51	796979,74	0,00

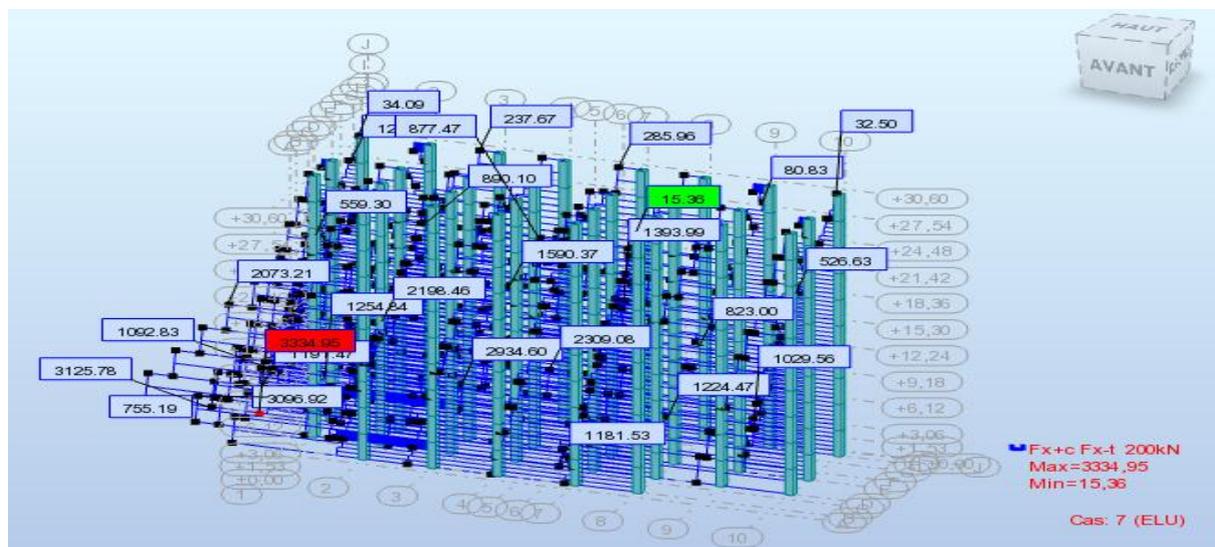
Tableau 22: Réactions Repère global - Cas: 22 (G+0.8T2): Valeurs: 1

Repère global - Cas: 22 (G+0.8T2)

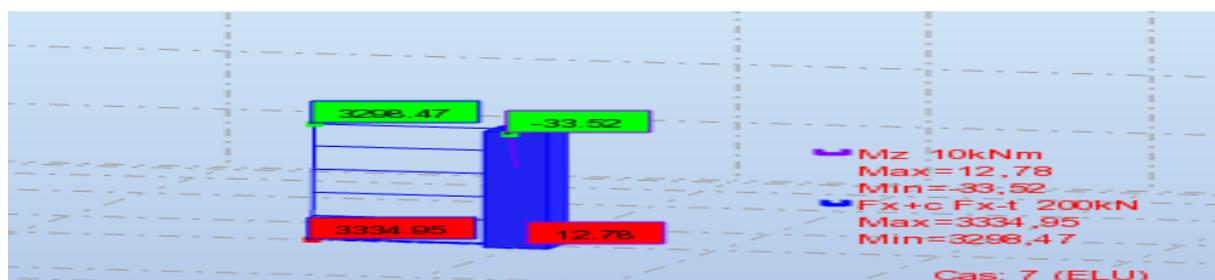
Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas 22 (C)	G+0.8T2					
Somme totale	-0,00	-0,00	46606,22	195,85	19,67	0,03
Somme réaction	-0,00	-0,00	46606,22	316422,47	-796979,75	-0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-46606,22	-316422,51	796979,74	0,0

❖ **Les sollicitations Ferrailage des poteaux :**

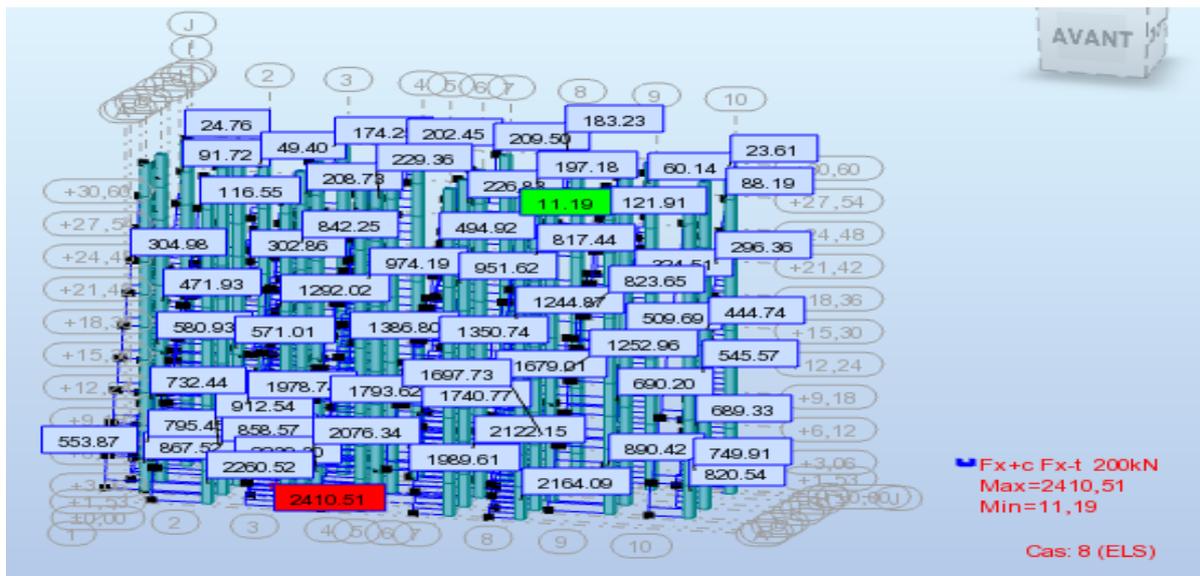
ELU : N^{\max}



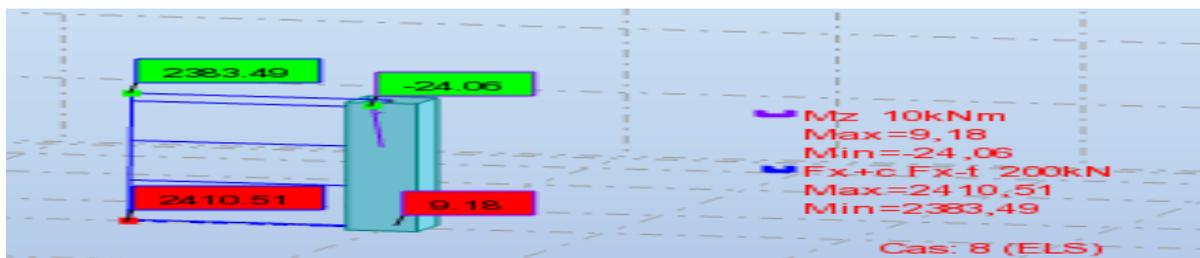
$M^{\text{correspondant}}$



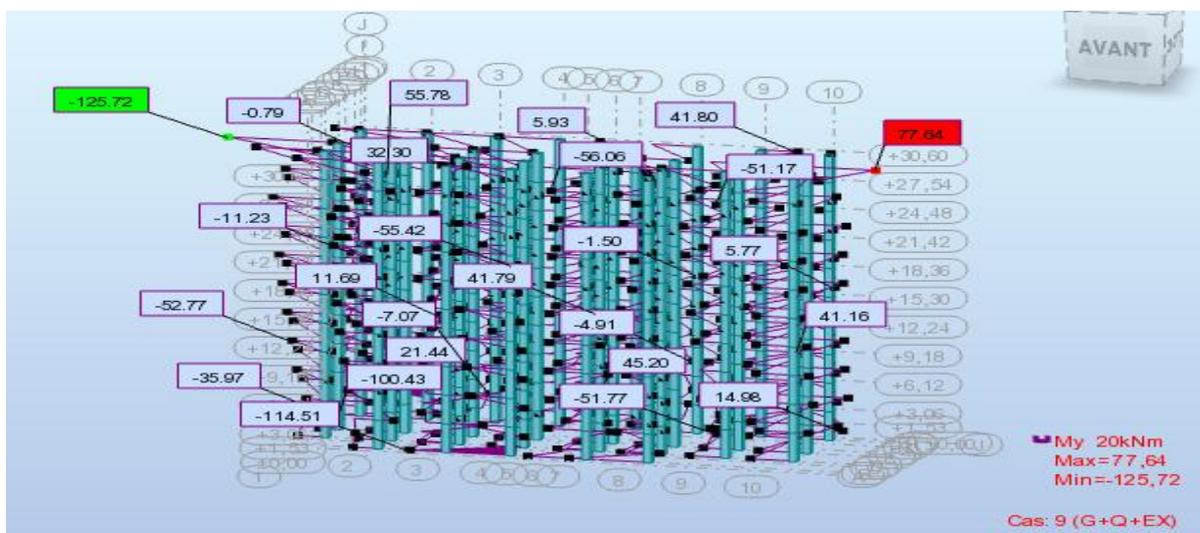
ELS : N^{\max}



$M^{\text{correspondant}}$



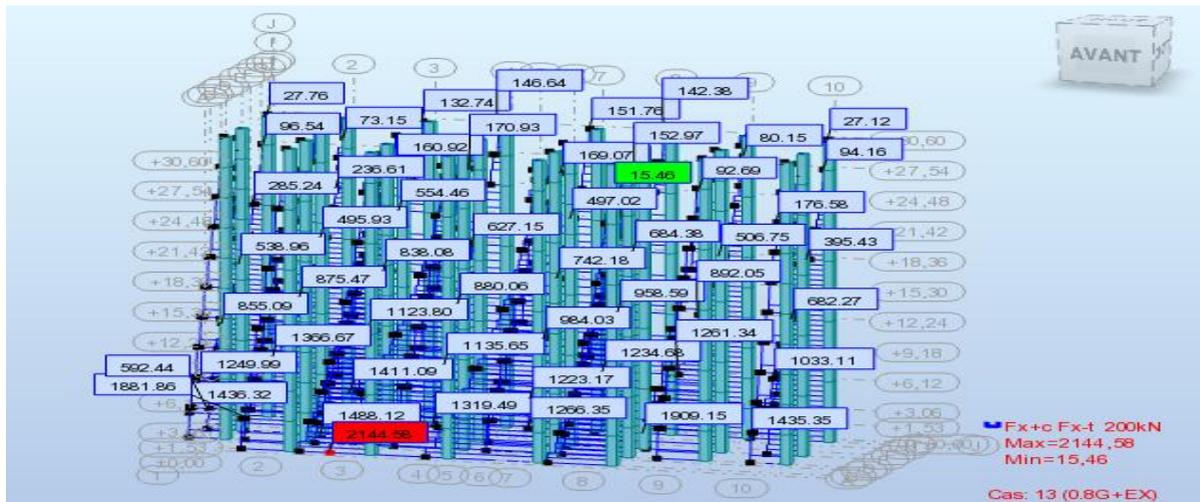
G+Q±E : M^{\max}



$N^{\text{correspondant}}$

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
152/ 107/ 9 (C) (CQ)	51,89	-7,06	-41,97	2,83	55,78	-7,39
152/ 73/ 9 (C) (CQ)	106,52	-19,32	-48,24	1,65	-125,72	27,96

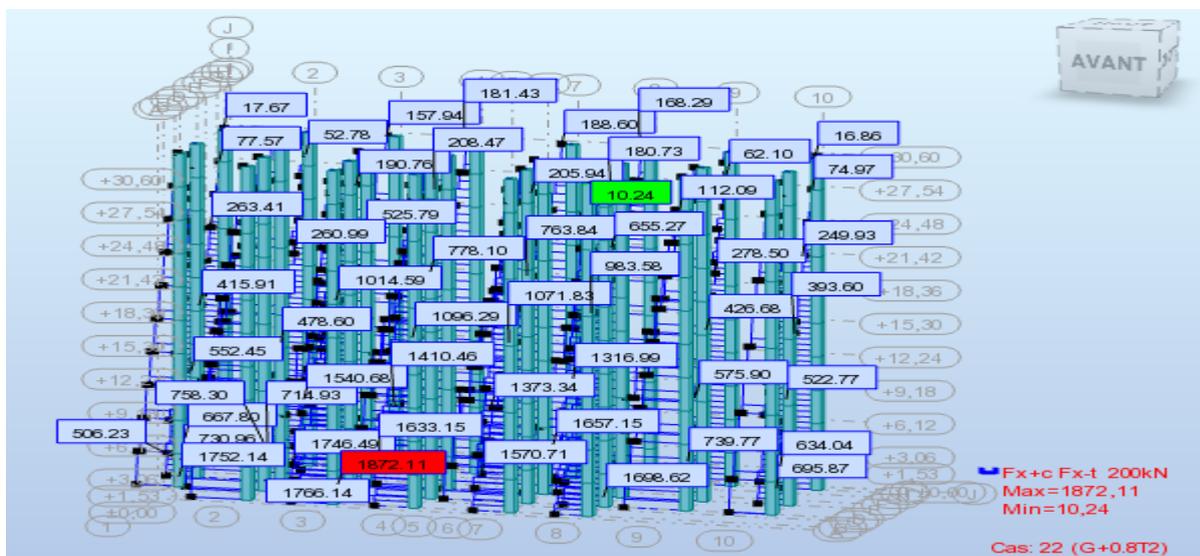
0,8G+E : N^{min}



M^{correspondant}

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
172/ 127/ 13 (C) (C)	76,87	3,44	13,84	1,11	-11,28	2,10
172/ 93/ 13 (C) (C)	15,46	0,92	3,80	0,86	-0,16	1,27

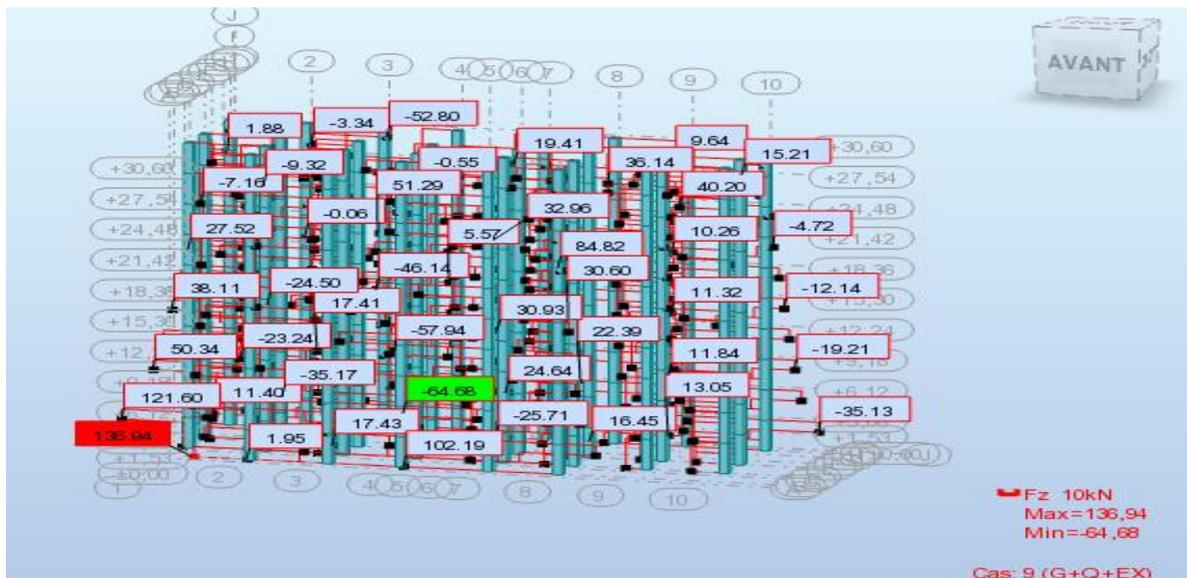
G + 0.8T : N^{min}



M^{correspondant}

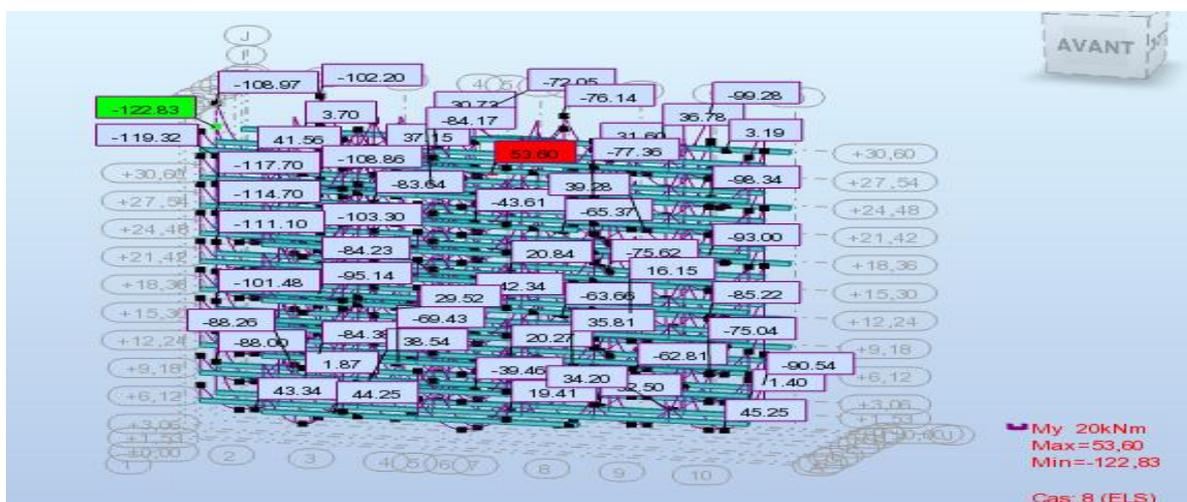
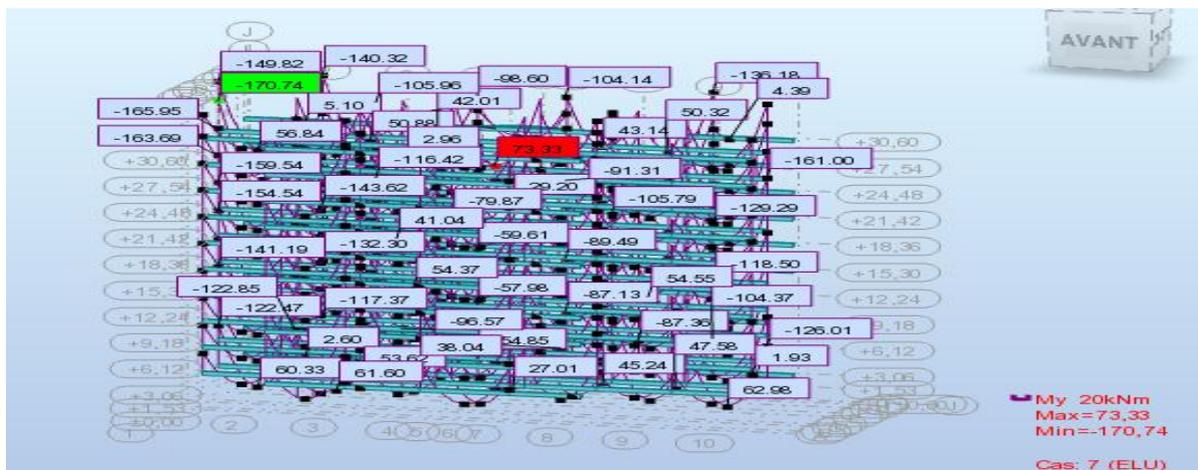
Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
172/ 127/ 22 (C)	63,95	3,40	4,37	-5,17	-3,12	2,21
172/ 93/ 22 (C)	10,24	-0,06	-0,30	16,83	0,20	-0,57

L'effort tranchant :

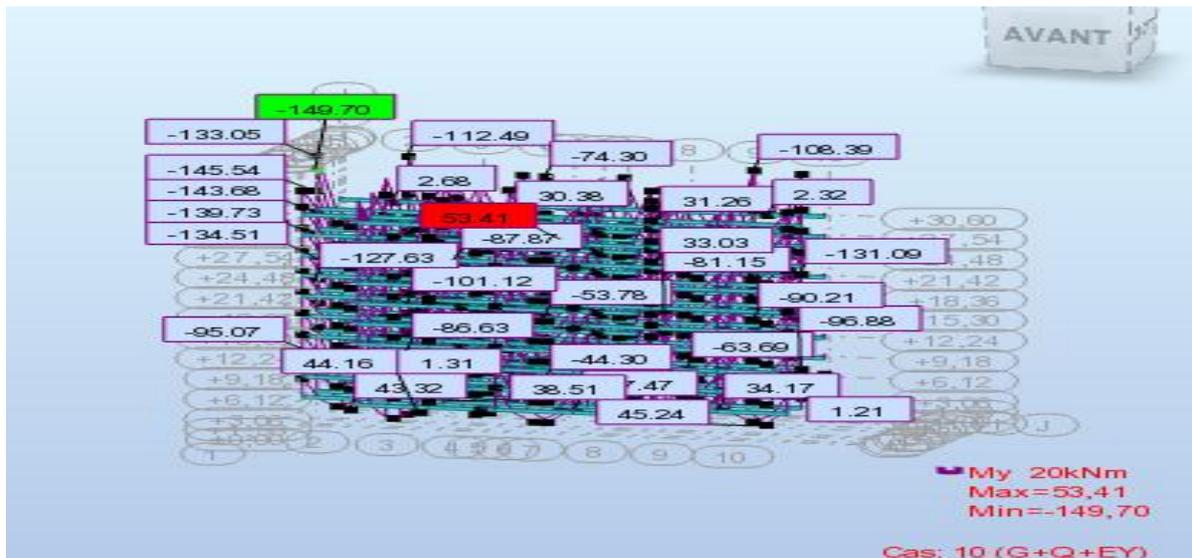


❖ Les sollicitations ferrailage des poutres principales :

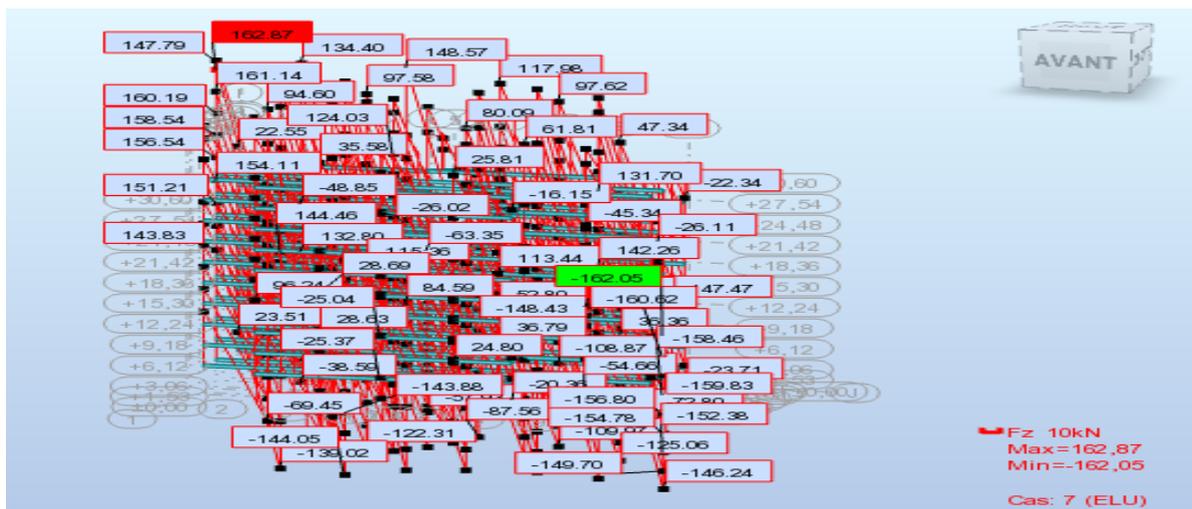
En Travée :



Sur Appuis :

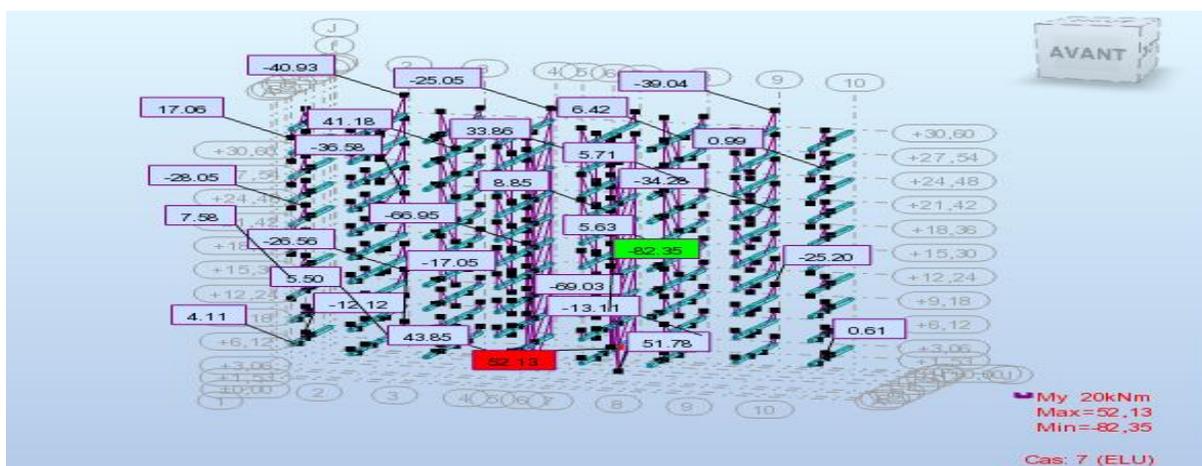


L'effort tranchant :



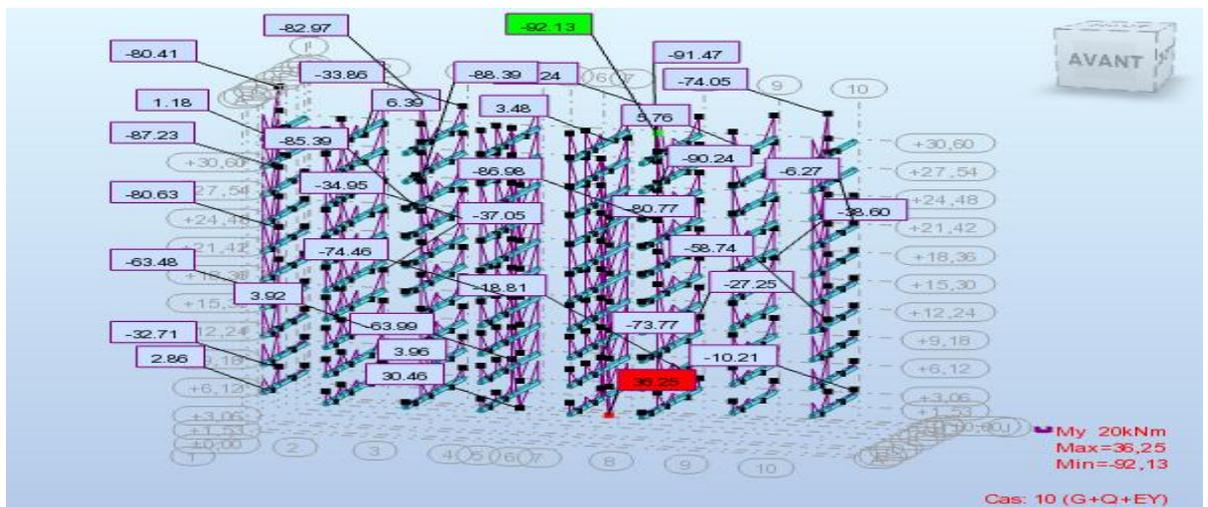
❖ Les sollicitations ferrailage des poutres secondaire :

En Travée :

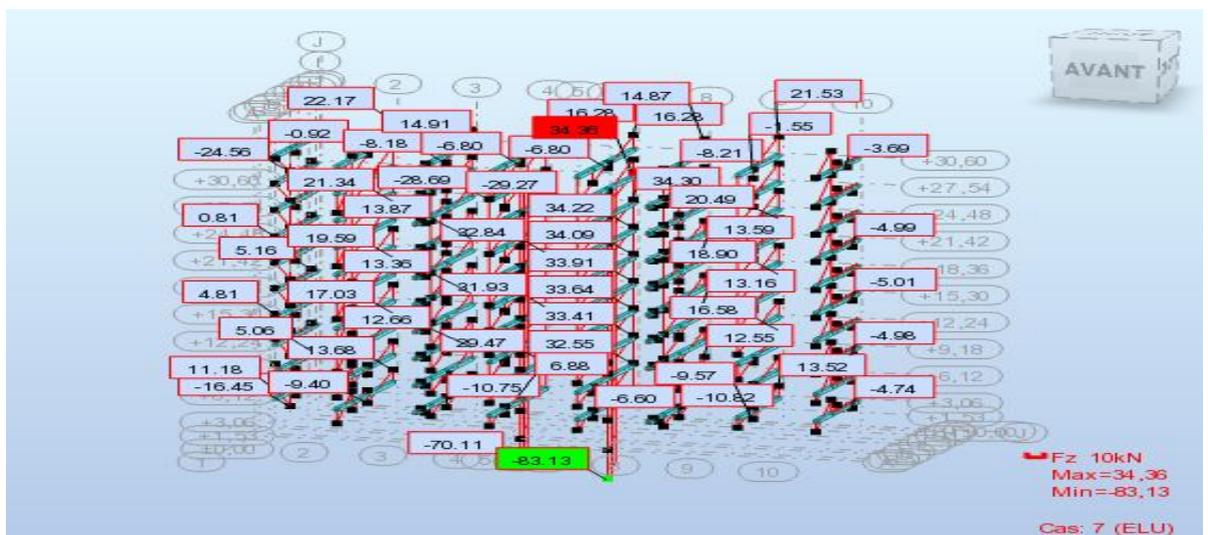




Sur Appuis :



L'effort tranchant :



❖ **Les sollicitations ferrailage Des Voiles pleins :**

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
1250/ 51-37/ 10 (C) (CQC)	-1375,98	832,93	213,50	-4,19	0,14	0,32	-1,11	1,76
1250/ 51~52-37~38/ 10 (C) (CQC)	-1363,94	760,21	478,14	-3,98	-0,03	0,72	0,50	-0,16

❖ **Les sollicitations ferrailage Des Voiles avec ouverture:**

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
1683/ 51-52/ 9 (C) (CQC)	-149,85	70,37	351,76	-0,47	-0,02	0,59	-1,97	-0,77