

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



Mémoire

De fin d'études

*En vue de l'obtention du diplôme de master deux en
Génie Civil*

OPTION : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)

Thème:

**ETUDE D'UN bâtiment (R+5) à usage
d'habitation**

Dirigé par :

M^r Ghouilem

Étudié par :

Hadjili youcef

PROMOTION

2023/2024

Emplacement des tableaux

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers.....	Page 11
Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.....	Page16
Tableau II.2 : Détermination des charges et surcharges.....	Page 19
Tableau II.3 : Détermination des charges et surcharges.....	Page 19
Tableau II.4 : Détermination des charges et surcharges.....	Page 20
Tableau II.5 : Détermination des charges et surcharges.....	Page 20
Tableau II.6 : surcharges d'exploitation.....	Page 21
Tableau.II.7 : Charges permanentes des planchers.....	Page 21
Tableau II.8. Charges permanentes des poutres.....	Page 21
Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharges.....	Page 23
Tableau II.10 : Dégression des charges d'exploitations... ..	Page 23
Tableau II.11 : récapitulatif de la descente des charges.....	Page 24
Tableau II.12: Vérification des sections selon RPA 99.....	Page 24
Tableau III.1: Moments aux appuis à L'ELS.....	Page 57
Tableau.III.2 : Moments en travées à L'ELS.....	Page 57
Tableau III.3 : Les efforts tranchant à ELS.....	Page 58
Tableau III.4 : la charge revenant au palier.....	Page 64
Tableau III.5 : : la charge revenant a la volée.....	Page 65
Tableau IV.1 : vérification des modes de vibration.....	Page 90
Tableau IV.2 : Vérification de la participation massique.....	Page 90
Tableau IV.3: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	Page 91
Tableau IV.4 : Centre de Torsion et Centre de Masse de la Structure.....	Page 91
Tableau V.1: Ferrailage des Poutres principales non adhérents aux voiles.....	Page 105

Tableau V.2 : Ferrailage des Poutres principales adhérents aux voiles	Page105
Tableau V.3 : Ferrailage des Poutres secondaires adhérents aux voiles	Page106
Tableau V.4 : Ferrailage des Poutres secondaires adhérents aux voiles	Page106
Tableau V.5 : Vérification aux cisaillements.....	Page107
Tableau V.6 : Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis	Page107
Tableau V.7 : Vérification de l'entraînement des barres	Page108
TableauV.8 : influence de l'effort tranchant sur les armatures	Page110
Tableau V.9 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP)	Page110
Tableaux V.10 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS)	Page111
Tableau V.11 : Vérification de la flèche (PP).....	Page111
Tableau V.12 : Vérification de la flèche (PS).....	Page111
Tableau V.13 : Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau.....	Page117
Tableau V.14 : Vérification de sections totales adoptées selon le RPA.....	Page117
Tableau V.15 : Récapitulatif des sections d'armatures transversales	Page118
Tableau V.16 : Vérification des sections d'armatures transversales adoptées	Page119
Tableau V.17 : Vérification des contraintes tangentielles	Page119
Tableau V.18 : Récapitulatif des sections déterminées	Page120
Tableau V.19 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	Page120
Tableau V.20 : ferrailage des voiles longitudinales	Page130
Tableau V.21 : ferrailage des voiles transversales	Page131

Emplacement des figures

Fig. I.1 : plancher en béton armé	Page2
Fig. I.2: éléments d'un escalier.....	Page3
Fig. I.3 : courbe de gauss... ..	Page6
Fig. I.4 : Diagramme simplifié des contraintes de déformations du béton a l'ELU ...	Page8
Fig. I.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	Page8
Fig. I.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	Page 12
Fig. II.1 : sections des poutres.....	Page 16
Fig. II.2 :. surface d'influence	Page 18
Fig. II.3: descente des charges.....	Page 22
Fig. II.4 : schéma des voiles.....	Page 26
Fig. III.1: Coupe transversale de l'acrotère	Page29
Fig. III.2 : Schéma statique de l'acrotère	Page 29
Fig. III.3 : diagramme des efforts internes.....	Page 30
Fig. III.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée	Page 31
Fig. III.5 : section rectangulaire soumise à la flexion composée	Page 31
Fig.III.6: Ferrailage de l'acrotère	Page 37
Fig. III.7: Charge revenant à la poutre de chaînage	Page 38
Fig. III.8 : Diagramme des Efforts internes	Page39
Fig. III.9 : des moments et des efforts tranchant à l'ELS	Page 42
Fig III.10 : diagramme des moments	Page 45
Fig. III.11 : schéma de la table de compression.....	Page 46
Fig. III.12 : Schéma statique de la poutrelle.....	Page 48
Fig. III.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	Page 52
Fig .III.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	Page 52

Fig.III.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	Page 57
Fig .III.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	Page58
Fig .III.17 : Ferrailage des poutrelles aux appuis	Page 62
Fig . III.18 : Ferrailage des poutrelles en travées.....	Page 62
Fig. III.19 : Ferrailage des poutrelles	Page 62
Fig. III.20 : Coupe verticale d'un escalier	Page63
Fig .III.21 : Schéma statique (ELU).....	Page65
Fig .III.22 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	Page67
Fig.III.23 : Diagramme des moments fléchissant(ELU)	Page68
Fig.III.24 : Schéma statique (ELS).....	Page71
Fig.III.25 : Diagramme des efforts internes à l'ELS	Page73
Fig.III.26 : Diagramme des moments fléchissant(ELS).....	Page73
Fig.III.27 : Schéma statique à l'ELU.....	Page76
Fig.III.28 : schéma statique a l'ELS.....	Page77
Fig. III .29 : Diagramme des efforts interne à l'ELU... ..	Page77
Fig.III.30 : Diagramme des efforts interne à l'ELS.....	Page80
Fig.IV.1 : Spectre de calcul.....	Page 85
Fig .IV.2 : Introduction du spectre de réponse.....	Page 85
Fig.IV.3 : Définition du chargement EX et EY (séisme).....	Page 86
Fig.IV.4 : chargement des plancher.....	Page 86
Fig.IV.5 : Introduction des combinaisons d'actions	Page 87
Fig.IV.6: Encastrement des appuis.....	Page 87
Fig.IV.7 : le diaphragme	Page 88
Fig. IV.8 : Modèle 3D de la structure	Page 89
Fig. V.1 : Diagramme des contraintes (SEC et SET).....	Page 122
Fig .V.2 : Diagramme des contraintes (SPC).....	Page 123

Sommaire

Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage

1.1) Description de l'ouvrage	Page1
1.2) Caractéristiques géométriques.....	Page1
1.3) Eléments de l'ouvrage	Page2
1.4) Caractéristiques des matériaux.....	Page5

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II-1) Planchers.....	Page14
II-2) Poutres	Page14
II-3) Escaliers.....	Page16
II-4) poteaux.....	Page17

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1) Acrotère	Page28
III.2) Poutre de chaînage.....	Page38
III.3) Planchers.....	Page44
III.4) Escaliers.....	Page63
III.5) Poutre palière	Page76

Chapitre IV : Modélisation et vérifications RPA

IV.1) Etapes de modélisation.....	Page83
IV.2) Vérifications RPA.....	Page90

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

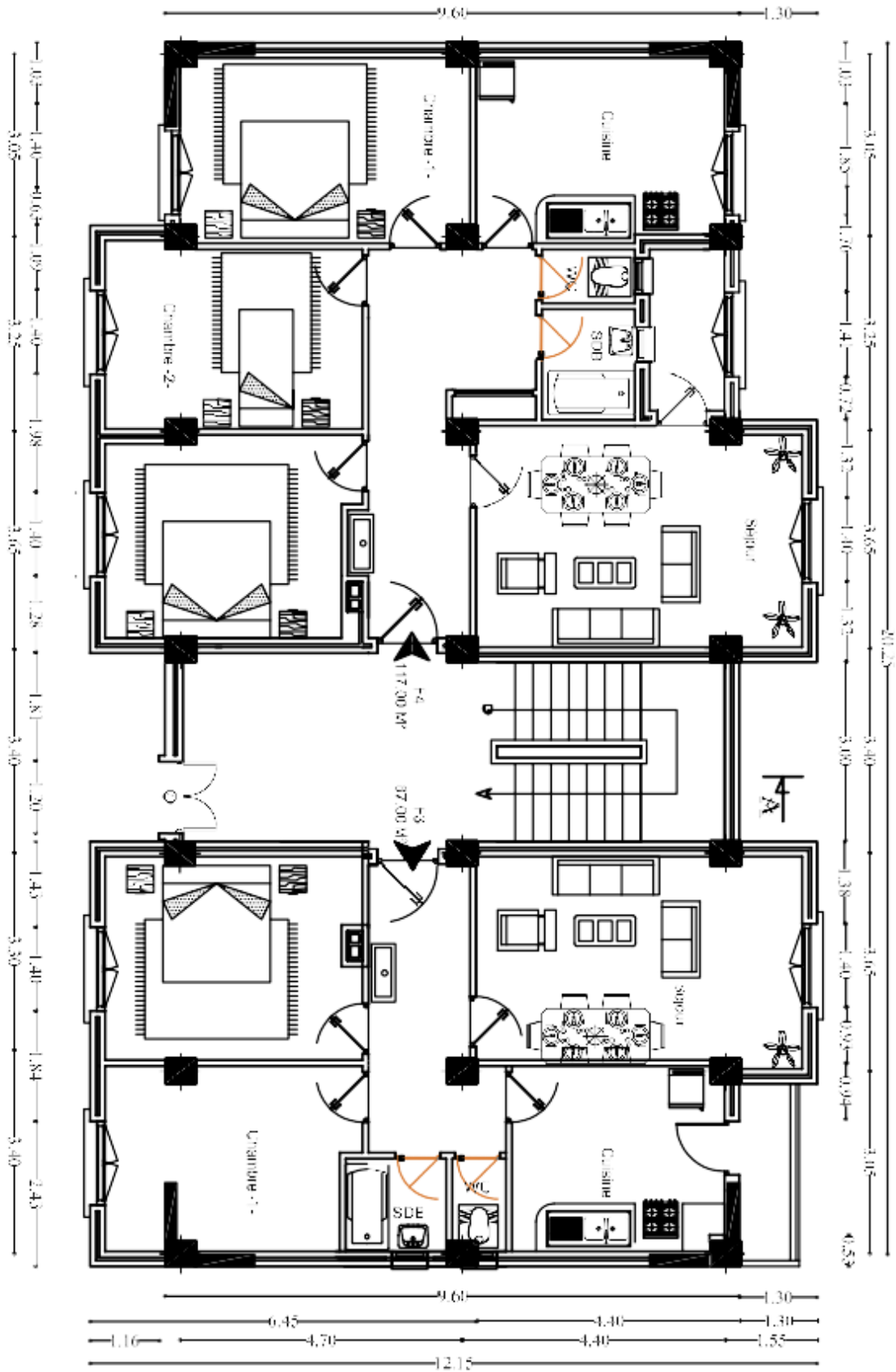
V.1) Ferrailage des Poutres.....	Page 100
V.2) Ferrailage des poteaux	Page112
V.3) Ferrailage des Voiles.....	Page 121

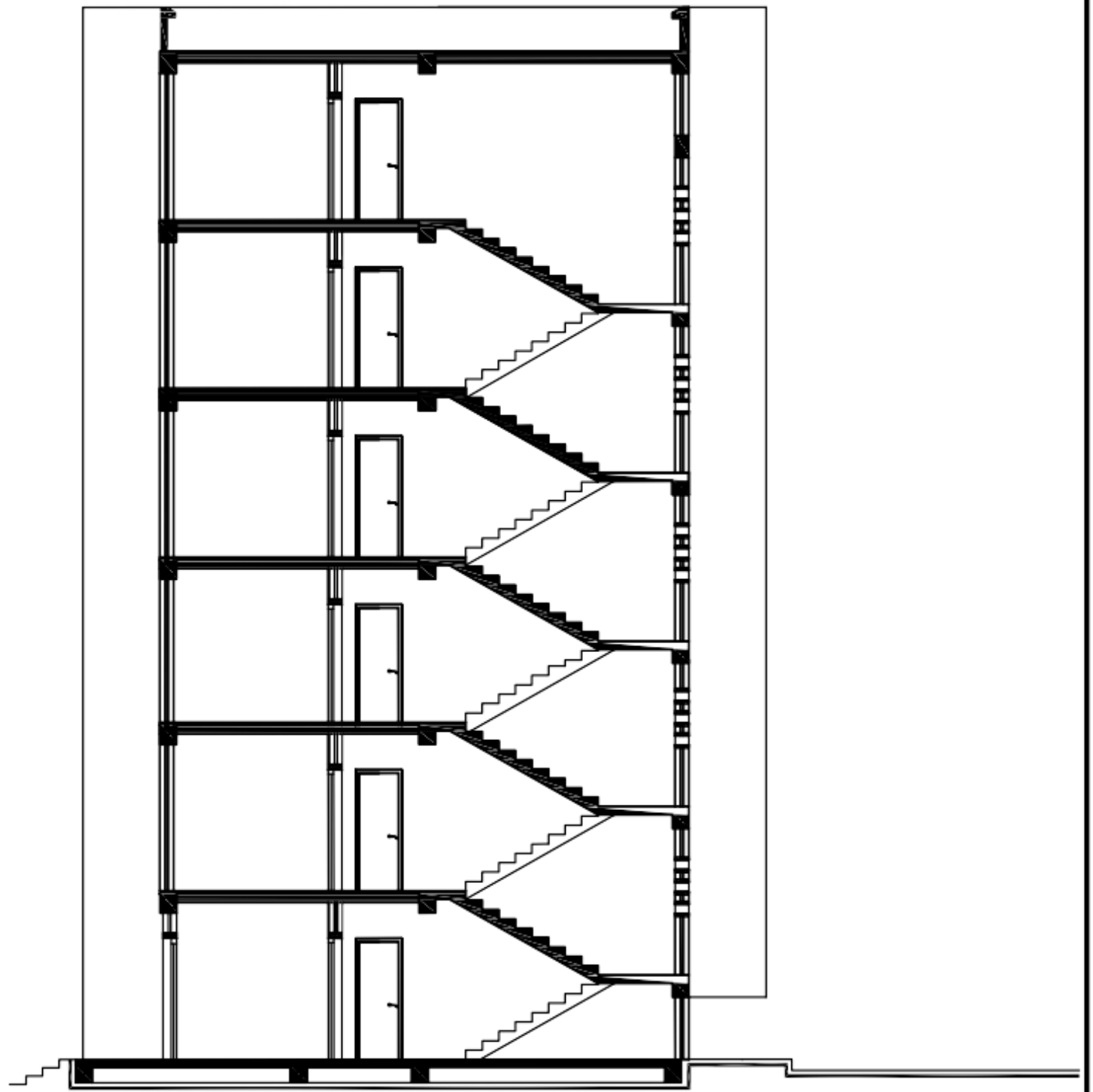
Conclusion générale.

Bibliographie.

PLAN DU RDC

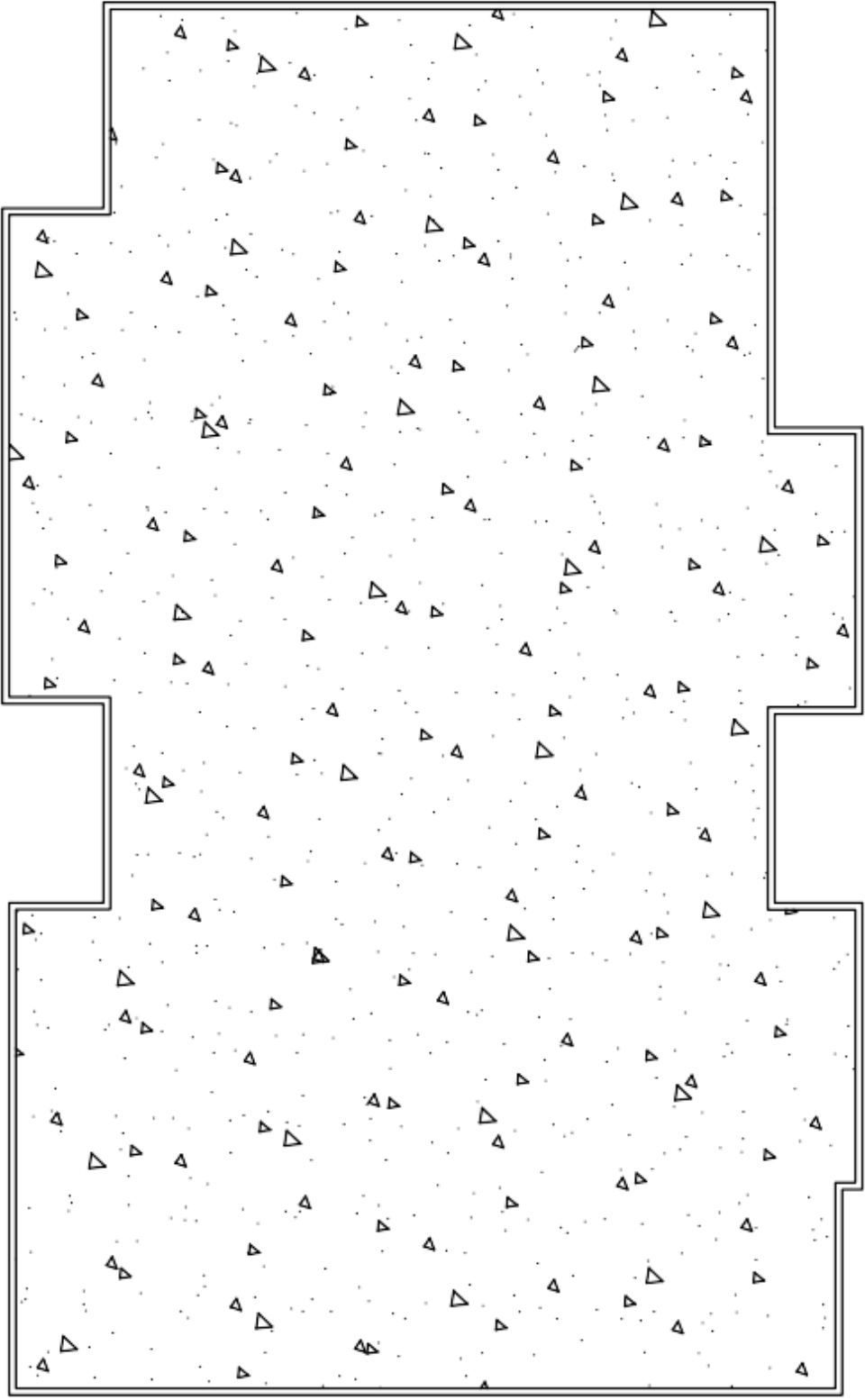
F/A





COUPE A-A

PLAN DE TOITURE



v4

v4

Introduction Général

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation précédentes à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un R+5 dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques-voiles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS (Version 9.0.7) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003



CHAPITRE I

I.1. Introduction :

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et le règlement du béton aux états limites BAEL 91 modifié 99.

I.2. Description de l'ouvrage:

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+5). Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles),

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les propriétés mécaniques du sol, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.

I.3. La zone d'implantation :

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude sera implanté dans la ville de Tizi-Ouzou qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone IIa).

I.4. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

- Hauteur totale du bâtiment 18,96 m.
- Longueur totale du bâtiment 20,45 m.
- Largeur totale du bâtiment 12,15 m.
- Hauteur de niveau 3,06 m.
- Hauteur du RDC 3,06 m.

I.5. Propriétés mécanique du sol d'assise :

La contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$

I.6. Les éléments de l'ouvrage :

I.6.1. Ossature :

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types de contreventement :

- Contreventement par portique : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.
- Contreventement par voile : composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations.

I.6.2. les planchers :

Les planchers constituent les éléments porteurs horizontaux et séparatifs dans une construction. Ils ont pour rôles essentiels :

- Transmission et répartition de différentes charges aux éléments structuraux.
- Résistances aux différents types de charges (permanente et surcharge).
- Une isolation thermique et acoustique.

Il existe de nombreux modes de construction et matériaux pour les réaliser, dans notre cas ils seront réalisés avec des poutrelles préfabriquées (béton armé) et de corps creux (hourdis) supportant une dalle de compression de faible épaisseur.

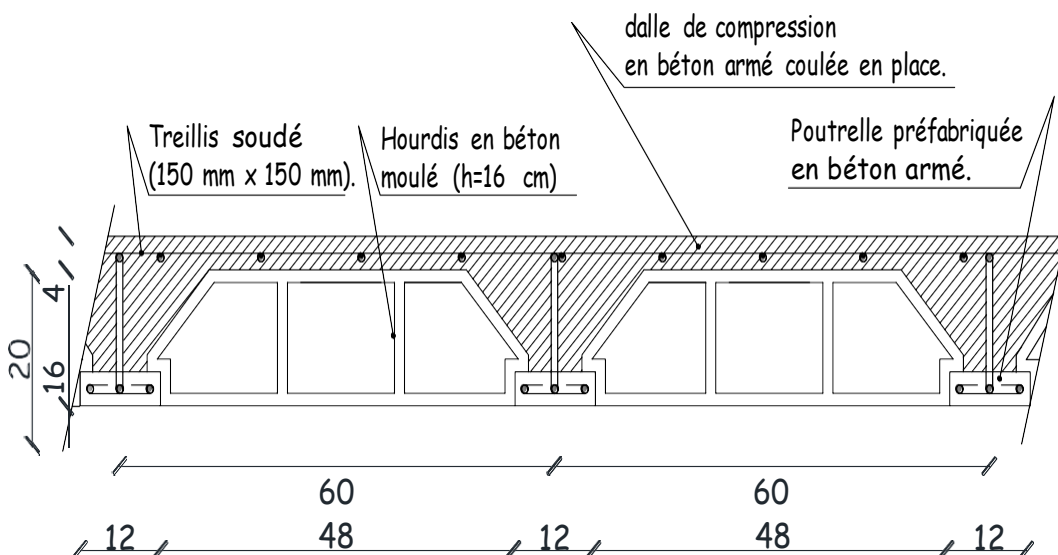


Fig.I.1. Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis (Plancher semi-préfabriqué)

I.6.3. Les escaliers :

Parties communes dans l'habitat collectif. Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre.

Il existe plusieurs types d'escalier en béton armé tel que les escaliers droits, les escaliers balancés, les escaliers circulaires...etc. Le choix du type d'escalier à retenir dépend d'un certain nombre de contraintes comme par exemple, l'architecture et la hauteur à franchir.

Par conséquent, notre bâtiment va comporter un escalier droit à deux volées avec un palier de repos.

La conception de notre escalier est subordonnée à certaines règles qui sont les suivantes :

- Une hauteur de marche, « h » constante est telle que : $0,15\text{ m} \leq h \leq 0,18\text{ m}$.

- Une profondeur de marche utile (le giron, g) qui permet de poser confortablement le pied, et, par conséquent, telle que : $0,26\text{ m} \leq g \leq 0,32\text{ m}$.

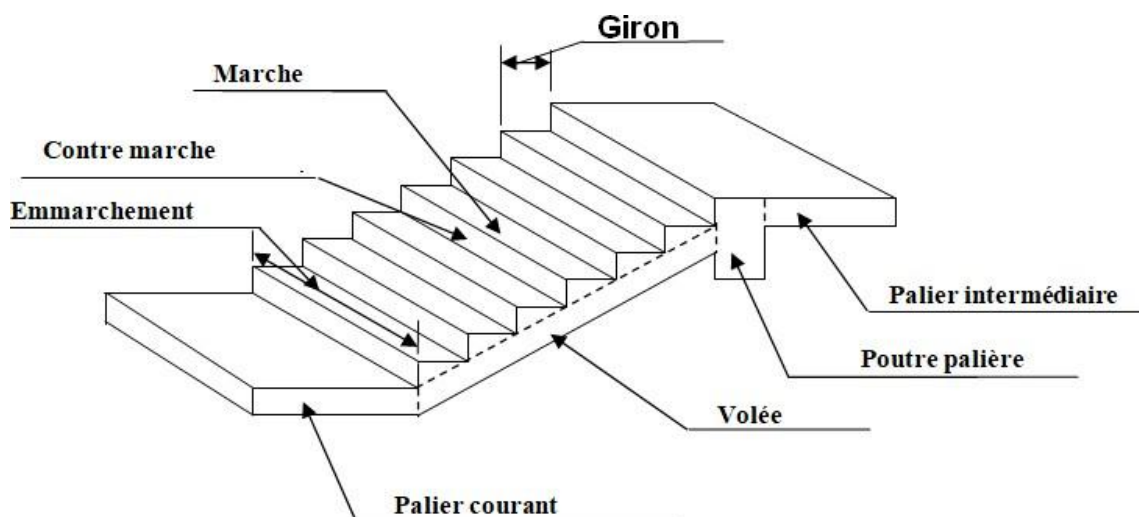


Fig.I.2. éléments d'un escalier

I.6.4. La maçonnerie :

On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc.) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur.

Pour la réalisation des maçonneries que comporte notre bâtiment, on aura besoin d'un type de briques creuse (la 8 trous)

La structure est munie de deux types de murs, qui sont les suivants :

- a) Murs extérieurs:** les façades extérieures sont réalisées en doubles cloisons en briques creuses de 10cm pour la cloison externe, et de 10cm pour l'interne, et d'une lame d'air de 5cm.
- b) Murs intérieurs :** sont réalisés en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur.

I.6.5. Revêtement :

Ils sont réalisés en :

- enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- mortier de ciment pour les murs de façades extérieures et les cages d'escaliers.
- Faïence pour les murs des cuisines et les salles d'eau.

I.6.6. Acrotère :

La terrasse inaccessible sera entourée d'un acrotère de **60 cm** de hauteur et de **10cm** d'épaisseur.

I.6.7. Système de coffrage :

Nous avons opté pour deux coffrages :

- Coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.
- Coffrage en bois pour les portiques.

I.6.8. Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol.

Le choix de type dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des charges de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

I.6.9. Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

I.7. La réglementation utilisée :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- **BAEL 91** (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA 99 modifié 2003** (Règles parasismiques algériennes).
- **DTR-BC-22** (Document technique réglementaire).
- **CBA 93**

I.8. Les caractéristiques des matériaux :

- Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.
- Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, mais, les deux matériaux les plus dominants et les plus importants dans la résistance sont le béton et les aciers.

I.8.1- Béton :

➤ Généralités :

Le béton est le produit industriel le plus utilisé dans le monde à l'heure actuelle.

Fabriqué et mis en place en phase liquide, il durcit et se consolide dans un deuxième temps ce qui permet des réalisations techniques extrêmement variées. De plus, il présente des caractéristiques de résistance et de longévité particulièrement importantes. Ce dernier est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage. De point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

a) Résistance caractéristique à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance f_{cj} obtenue au jour considéré ; on peut admettre en première approximation que pour $j \leq 28$, la résistance des bétons non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

(BAE91/A.2.1.11).

Dans tous les cas, la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32 cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40 mm.

A partir de « n » résultats d'essais en compression axiale, on utilise une analyse statistique comme suit :

- Le nombre de résultats de mesures.

- La valeur moyenne $\bar{f}_c = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$.

- L'écart type qui caractérise la dispersion des résultats : $\& = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - \bar{f}_c)^2}{n-1}}$.

- Le coefficient de variation qui nous renseigne sur l'étendue des valeurs: $V = \frac{\&}{\bar{f}_c}$

- La résistance caractéristique $f_{c28} = \bar{f}_c - k.\&$

- Les valeurs de k :

Ordre de risque	1%	5%	10%	20%	50%
k	2,33	1,64	1,28	0,80	0

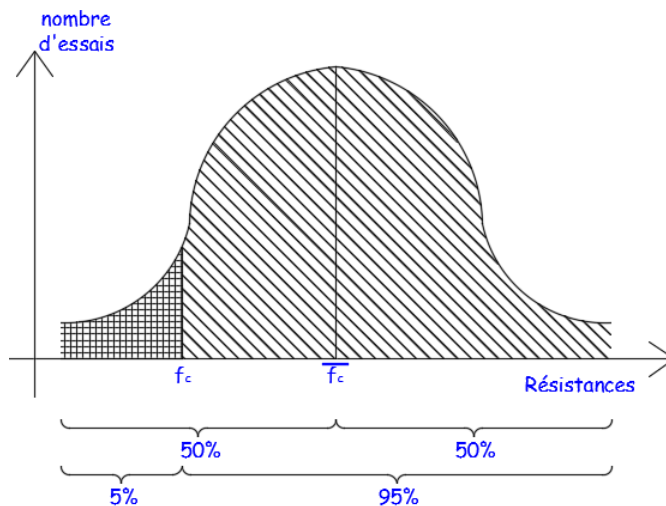


Fig.I.3. Courbe de GAUSS

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25$ MPa.

b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa (Art A.2.1. 12,BAEL 91)}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \dots\dots\dots \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa (Annexe F)}$$

-Ainsi pour notre cas on aura :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

Dosage :

Le béton que nous allons mettre en œuvre pour la réalisation des différents ouvrages de notre bâtiment, sera confectionné suivant la méthode de FAURY, qui nous donne la composition pour 1 m³ de béton :

- Ciment [CPJ-CEM II/A 42,5] = 350 kg.
- L'eau de gâchage = 206 litres.
- Sable (0/3) = 0,407 m³.
- Gravier (3/8) = 0,180 m³
- Gravier (8/15) = 0,325 m³.
- Gravier (15/25) = 0,250 m³.

c) Contraintes limites :

c.1) Contraintes limite de résistance à la compression « f_{bu} » :

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous ArtA4.3.41BAEL91 :

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

γ_b : Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \square \text{ situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \square \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$

θ : coefficient de durée d'application des l'actions considérées,

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24h$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1h$,

Pour $\gamma_b=1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ Mpa

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=0.85$, on aura $f_{bu} = 21.74$ MPa.

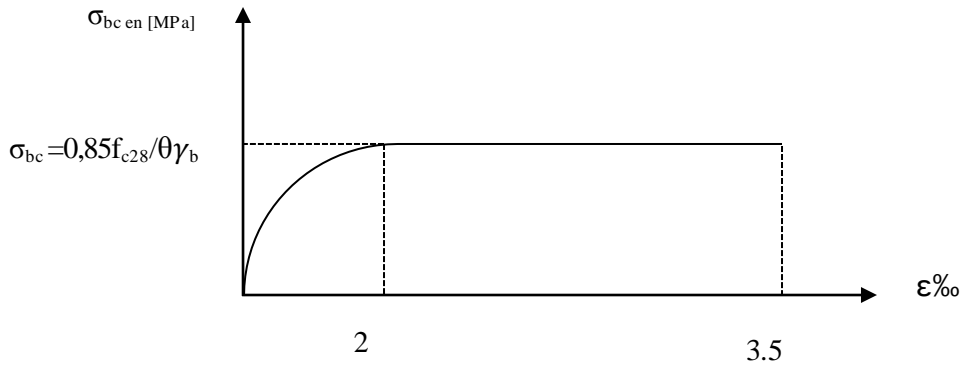


Fig.I.4 : Diagramme simplifié des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

C-2) Contrainte limite de service à la compression (Art : A4.5, 2 B.A.E.L) :

C'est l'état au delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ en Mpa, à 28 jours $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa avec $f_{c28} = 25$ Mpa

σ_{bc} en MPa

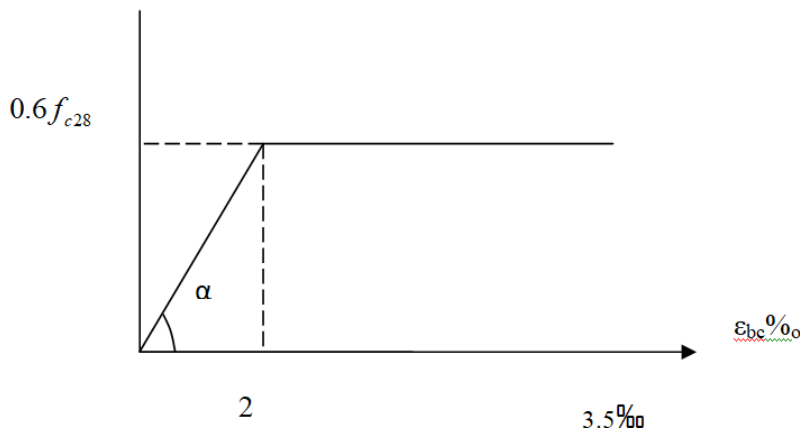


Fig.1.5: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

ϵ_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$\tan \alpha = E_b = \text{constant}$ (module d'élasticité).

C.3) contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} ; \text{ Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile (d = 0,9h)

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma} ; 5\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

b

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma} ; 4\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

b

d) Module d'élasticité (E) :

Selon la durée des sollicitations on distingue deux types de modules :

a) Module de déformation longitudinale instantané du béton (Art : A2.1, 21 BAEL)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c28}} \text{ en Mpa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$

b) Module de déformation longitudinale différée du béton (Art : A2.1, 22 BAEL)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa.}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_v = 10819 \text{ MPa.}$

E) Module d'élasticité transversale (G) :

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \text{ en MPa.}$$

μ : coefficient de poisson,

E : module de YOUNG.

f) Coefficient de poisson (Art : A2.1, 3 BAEL) :

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$$

$\nu=0.2$ à l'état limite de service.

$\nu=0$ à l'état limite ultime.

g) Fluage du béton :

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $E_v = E_\infty = 3.E_i$

h) Phénomène de retrait :

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ à 5×10^{-4} selon l'humidité de l'environnement. La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation

i) Poids volumique du béton :

Le poids volumique du béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500daN/m³ s'il est armé.

I.8.2. Les aciers :

Type d'aciers	nomination	symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (ψ)
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	AH	400	480	14‰	1.6	1.5
	Ronds lisses FeE240	RL	235	410-490	22‰	1	1
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	550	550	8‰	1.3	1

Tableau.I.1 : caractéristiques des aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, on utilisera 3 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivants :

Le module d'élasticité longitudinale est pris égal à : $E = 200\ 000$ MPa.

Coefficient de poisson des aciers : Il est pris égale à : $\nu = 0.3$

a) Contraintes limites :

a) Contraintes limite à l'ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- f_e : Contrainte limite d'élasticité.
- σ_{st} : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.
- γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \implies \text{situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \implies \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

b) Contraintes limite à l'ELS :

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures, pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après **BAEL91/Art 4.5.3** on distingue trois cas de fissures :

1. **Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art 4.5.3.2) :** Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

2. **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.3) :** C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration. Dans ce cas, la contrainte est limitée comme suit :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

3. **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.4) :**

Dans le cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

η : Coefficient de fissuration.

- $\eta=1.6$ pour la haute adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.
- $\eta=1.3$ pour les hautes adhérences (HA) de diamètre < 6 mm.
- $\eta=1.0$ pour les aciers ronds lisses.

b) Diagramme contraintes déformations de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

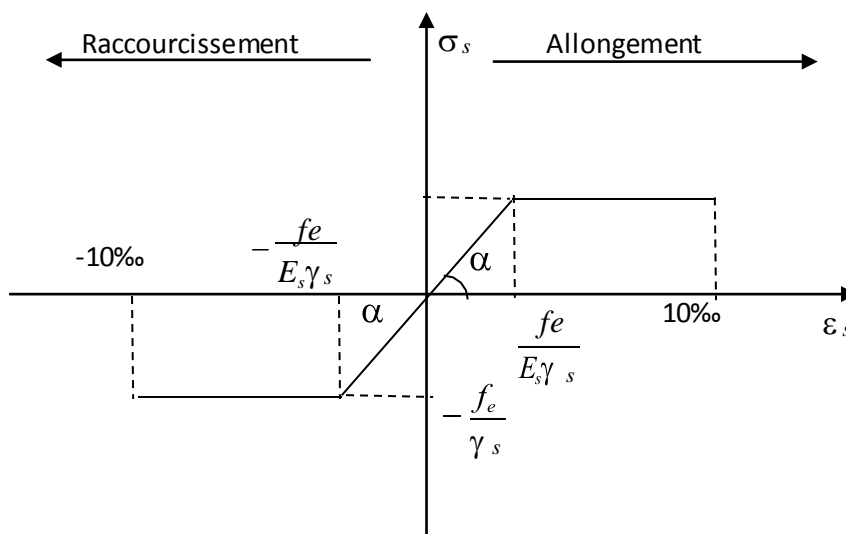


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

c) Protection des armatures : (Art A7.1 BAEL 91 révisées 99) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations;

Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.



CHAPITRE II

II.1. Introduction :

Après avoir répertorié les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux. Nous allons passer au pré-dimensionnement des éléments structuraux tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. Ce pré-dimensionnement est plus ou moins exact, mais indispensable pour avancer dans l'étude, c'est-à-dire, on risque de redimensionner une fois qu'on a constaté un surdimensionnement ou bien le contraire.

Pour le Pré-dimensionnement des éléments on tiendra compte des prescriptions apportées par les règlements : **BAEL91**, **RPA99** et le **CBA93**.

II.2. pré-dimensionnement des éléments :

II.2.1. plancher en corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression, ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99}).$$

L_{\max} : étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

ht : Hauteur totale du plancher.

On a : $L_{\max} = 365 - 25 = 340 \text{ cm}$.

D'où : $ht = 340 / 22.5 = 15,11 \text{ cm}$.

On optera pour un plancher de (16 +4) cm.

II.2.2. les poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \text{ et } 0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 \cdot h_t. \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

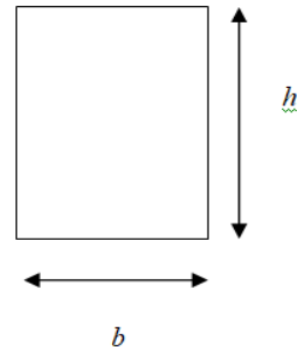
Ainsi que les trois conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA 99)

Article 7.5.1 c'est-à-dire qu'en zone (IIa) :

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

$$h_t \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4$$



II.2.2.a. Les poutres principales (sens transversal) :

Ce sont les poutres porteuses.

Sachant que, la portée maximale dans les files transversales est $L_{\max} = 470 - 25 = 445 \text{ cm}$
d'où :

$$\frac{445}{15} \leq h_t \leq \frac{445}{10} \rightarrow 29,66 \leq h_t \leq 44,5$$

On adoptera : $h_t = 40 \text{ cm}$

La largeur b sera donc :

$$0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t \rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de « $b = 30 \text{ cm}$ » un peu supérieure à sa fourchette.

Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

II.2.2.b. Les poutres secondaires (sens longitudinal) :

Sachant que, la portée maximale dans les files longitudinales est : $L_{\max} = 365 - 25 = 340 \text{ cm}$
d'où :

$$\frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10} \rightarrow 22,66 \leq h_t \leq 34$$

On adoptera : $h_t = 35 \text{ cm}$

$$0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de « $b = 30 \text{ cm}$ » un peu supérieure à sa fourchette.

Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales : (30x40) cm².
- Les poutres secondaires : (30x35) cm².

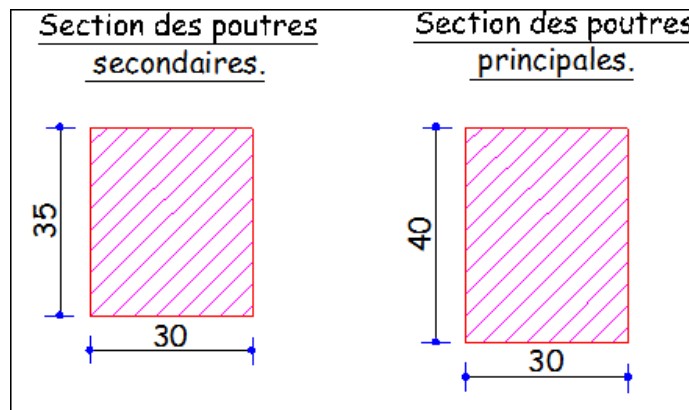


Fig. II.1.sections des poutres

Tableau II -1-Vérification des conditions exigées par le RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	Vérifiée

II.2.3. Les escaliers :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs les divers niveaux d'une construction.

La proportion agréable entre la hauteur des marches et la valeur du giron (*foulée*) est définie par la condition de **BLONDEL** tel que :

$$59\text{cm} < g + 2h < 64\text{cm}$$

g : giron de la marche : $g \geq 23\text{cm}$.

h : hauteur de la contre marche $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$.

Notre escalier est composé de 2 volées identiques donc notre calcul sera effectué pour une seule volée.

$n = 9$ contre marches

Détermination de g et h :

-Hauteur de la volée : $3.06/2 = 1.53 \text{ m} = H$

-Longueur de la volée : $2.40 \text{ m} = L1$.

La volée comporte " n " contremarche et " $n-1$ " marche

$n = 9$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 16 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad g = 30 \text{ cm} > 23 \text{ cm.}$$

Vérification : $59 \leq 2h + g = 64 \leq 64 \text{ cm}$

Epaisseur de la pailleasse :

L'épaisseur de la pailleasse doit vérifier la condition suivante :

$$L_0 / 30 \leq e_p \leq L_0 / 20$$

L' : longueur en plan de la volée

L_0 : longueur des paliers et de la pailleasse

Avec $L_0 = L' + L1 + L2 = L' + 0.8 + 1.20$

$$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = \arctg \frac{153}{240} = 32.52^\circ$$

$$L' = \frac{L1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.52} = 284.63 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L' = 2.8463 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_0 = 4.846 \text{ m}$$

$$16.15 \text{ cm} \leq e \leq 24.23 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e = 20 \text{ cm.}$$

II.2.4. Les poteaux :

Les poteaux seront prédimensionnés à l'état limite de service en compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal

L'effort N_s sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

- Les plans d'architecture nous ont proposé une section de (40x50) cm².
- Le RPA nous impose qu'en zone (IIa) la section suivante $(b_1, h_1) \geq 25$ cm.

Le prédimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison ($N_s=G+Q$) avec :

N_s : effort normal repris par le poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la

formule suivante : $A = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ avec : A : section du poteau considéré.

N_s : Effort normal revenant au poteau.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ en MPa, à 28 jours $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

Remarque : on considère en premier lieu pour nos calculs la section du poteau selon le minimum exigé par le RPA qui est de (25x25)

II.2.4.1. Descente de charge :

II.2.4.1.1. Surface d'influence :

Surface du plancher revenant au poteau :

➤ Section nette :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (2,225 \times 1,7) + (2,075 \times 1,7) + (2,075 \times 1,575) + (2,225 \times 1,575)$$

$$S = 3,7825 + 3,5275 + 3,268 + 3,504 = 14,082 \text{ m}^2$$

➤ Section brute :

$$S = (1,7 + 0,25 + 1,575) \times (2,075 + 0,25 + 2,225)$$

$$S = 16,038 \text{ m}^2$$

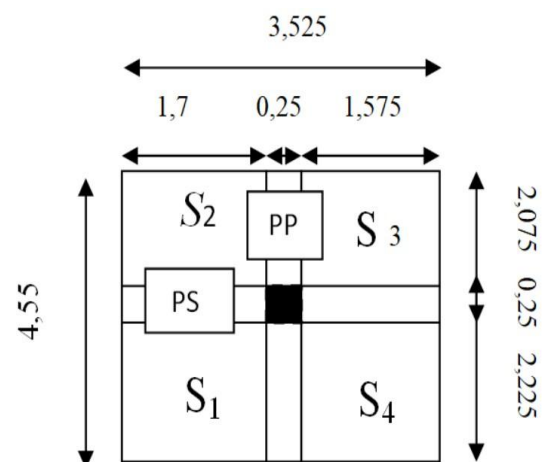


Figure.II.2. surface d'influence

II.2.4.1.2. Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2.**

a) Charges permanentes :**➤ les planchers :****- Plancher terrasse (Niveau +18,36 m) :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Couches de gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	--	--	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<i>Charge permanente totale G_i</i>				5,68

Tableau II.2. Détermination des charges et surcharges

- plancher étage courant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux	0.20	--	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparation	0.1	9	0.90
<i>Charge permanente totale G_i</i>				5,28

Tableau II.3. Détermination des charges et surcharges

➤ **Escalier**

- Carrelage scellé y compris les 2 cm du mortier de pose.....0,84 KN/m².
- Couche de sable de 2 cm.....0,36 KN/m².
- Dalle pleine de 20 cm.....5 KN/m².
- Enduit au mortier de ciment (2 cm).....0,36 KN/m².
- garde corps d'escalier0,20 KN/m².

$$\underline{\underline{G = 6,76 \text{ KN/m}^2}}$$

➤ **Maconnerie :**

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

- Murs intérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.10	9	0.9
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<i>Charge permanente totale G_i</i>				<i>1.30</i>

Tableau II.4. Détermination des charges et surcharges

- Murs extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	00	00
4	Briques creuses	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<i>Charge permanente totale G_e</i>				<i>2.36</i>

Tableau II.5. Détermination des charges et surcharges

b) surcharges d'exploitation :

Comme nous l'avons déjà fait pour les charges permanentes nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharge (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Escalier	2.5
Balcons	3.5

Tableau II.6. surcharges d'exploitation

II.2.4.1.3 Détermination du poids propre des éléments :

Avec : $\rho=25 \text{ KN} / \text{m}^2$

a) Poids propre des planchers :

Plancher	Surface d'influence $S \text{ (m}^2\text{)}$	Charges $G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	Charges permanente du plancher $P \text{ (KN)}$
Terrasse	14.082	5.68	$P = G \times S = \underline{79.985}$
Etage courant	10,814	5.28	$P = G \times S = \underline{57.09}$

Tableau II.7. : Charges permanentes des planchers

b) Poids propre des poutres :

Plancher	Charge permanente des poutres $G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	Charge permanente totale des poutres $P_{\text{totale}} = GPP + GPS \text{ (KN)}$
Poutres principales	$G_{pp} = [0.30 \times 0.40 \times 4.30] \times 25$ $= \underline{12.90}$	$P_{\text{totale}} = \underline{12.90} + \underline{8.596} =$ 21.496
Poutres secondaire	$G_{ps} = [0.30 \times 0.35 \times 3.275] \times 25$ $= \underline{8.596}$	

Tableau II.8. : Charges permanentes des poutres

c) poids propres des poteaux :

Min (b, h) \geq 25 cm en zone IIa

h = 25 cm. (Art 7.4.1. RPA99/2003).

$$G_{pot} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ (kN)}$$

d) poids propre de l'escalier :

$$P_{escalier} = G \times S_3$$

$$P_{escalier} = 6.76 \times 3.268 = 22.10 \text{ (kn)}$$

II.2.4.1.4. Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

Le document technique réglementaire (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tout le plancher.

Cette loi s'applique aux bâtiments très élancés ; dont le nombre de niveau est supérieur à 5 ce qui est notre cas. La loi de dégression des surcharges est comme suite :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

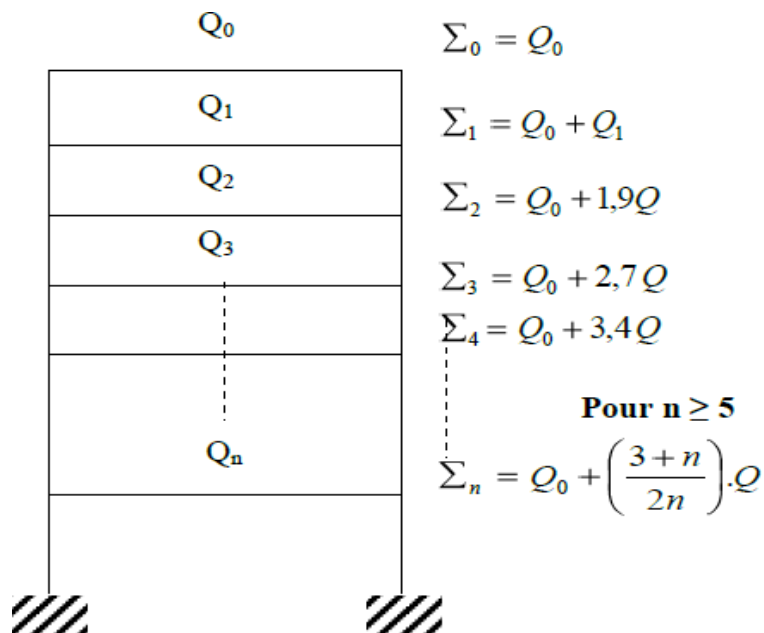


Fig. II.3. descente des charges

Avec :

Q_n : charge d'exploitation à l'étage en tenant compte de la dégression des charges

Q_0 : charge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : charge d'exploitation de l'étage.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas

niveau	terrasse	5	4	3	2	1	RDC
coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75

Tableau II.9. : Coefficients de dégression de surcharges

a) surcharges d'exploitations :

Élément	Surcharge Q	Résultats (kn)
Terrasse	$Q_0 = (14.082) \times 1$	14.082
Plancher étage courant + RDC	$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 =$ $(3.7825 \times 1.5) + (3.5275 \times 1.5) + (3.504 \times 1.5) + (3.268 \times 2.5)$	24.391

➤ **Les surcharges cumulées Q_n :**

Niveaux	Opérations	Résultats
terrasse	$Q_0 = 1 \times 14.082$	14.08
Niveau5	$Q_0 + Q_1 = 14.082 + 24.391$	38.47
Niveau4	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 14.082 + 0.95 (2 \times 24.391)$	60.42
Niveau3	$Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14.082 + 0.9 (3 \times 24.391)$	79.93
Niveau2	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14.082 + 0.85 (4 \times 24.391)$	97.01
Niveau1	$Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14.082 + 0.8 (5 \times 24.391)$	111.64
RDC	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14.082 + 0.75 (6 \times 24.391)$	123.84

Tableau II.10. : Dégression des charges d'exploitations

- Dimensionnement des poteaux :

NIVEAU	Charges permanentes [kN]						Surcharges d'exploitation [kN]	Efforts normaux $N=G_e+Q_e$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	planchers	poutres	Poteaux	Escalier	G_{totale}	$G_{cumulée}$	$Q_{cumulée}$		Section trouvée	Section adoptée
terrasse	79.985	21.496	0	0	101.48	101.48	14.08	115.56	77.04	-
5	57.09	21.496	4.781	22.10	105.467	206.95	38.47	245.42	163.61	30×30
4	57.09	21.496	4.781	22.10	105.467	312.41	60.42	372.83	248.55	30×30
3	57.09	21.496	4.781	22.10	105.467	417.87	79.93	497.8	331.86	35×35
2	57.09	21.496	4.781	22.10	105.467	523.34	97.01	620.35	413.56	35×35
1	57.09	21.496	4.781	22.10	105.467	628.81	111.64	740.45	493.63	40×40
RDC	57.09	21.496	4.781	22.10	105.467	734.27	123.84	858.11	572.07	40×40

Tableau.II.11. : récapitulatif de la descente des charges

II.2.5.1.6. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

<i>poteaux</i>	<i>Conditions exigées par RPA</i>	<i>Valeur calculée</i>	<i>observation</i>
40x40	$\text{Min } (b, h) \geq 25$	$\text{Min } (b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min } (b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min } (b, h) \geq 25$	$\text{Min } (b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min } (b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
30x30	$\text{Min } (b, h) \geq 25$	$\text{Min } (b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min } (b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

Tableau. II.12. : Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

II.2.5.1.7. Vérification des poteaux au flambement :

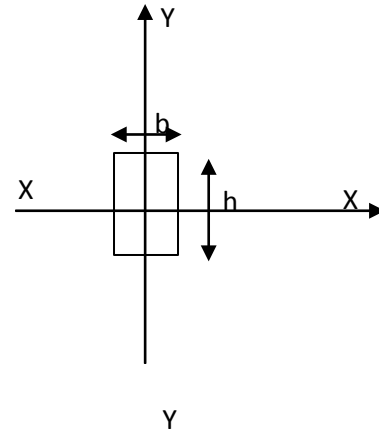
Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$.

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) ;



L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$).

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{xx}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{h} .$$

- Pour le RDC et le 1^{er} étage, (poteau 40x40) ; $l=3.06\text{m}$; $\lambda = 18.55 < 50$
- Pour le 2^{ème}, 3^{ème} étage (poteau 35x35) ; $l=3.06\text{m}$; $\lambda = 21.20 < 50$
- Pour le 4^{ème} et le 5^{ème} étage (poteaux 30x30) ; $l=3.06\text{ m}$; $\lambda = 24.73 < 50$

✓ Toutes les valeurs de λ étant inférieurs à 50, il n'y a aucun risque de flambement.

II.6. les voiles :

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article **7.7.1 [RPA2003]**.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4\alpha$.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de 15 cm.

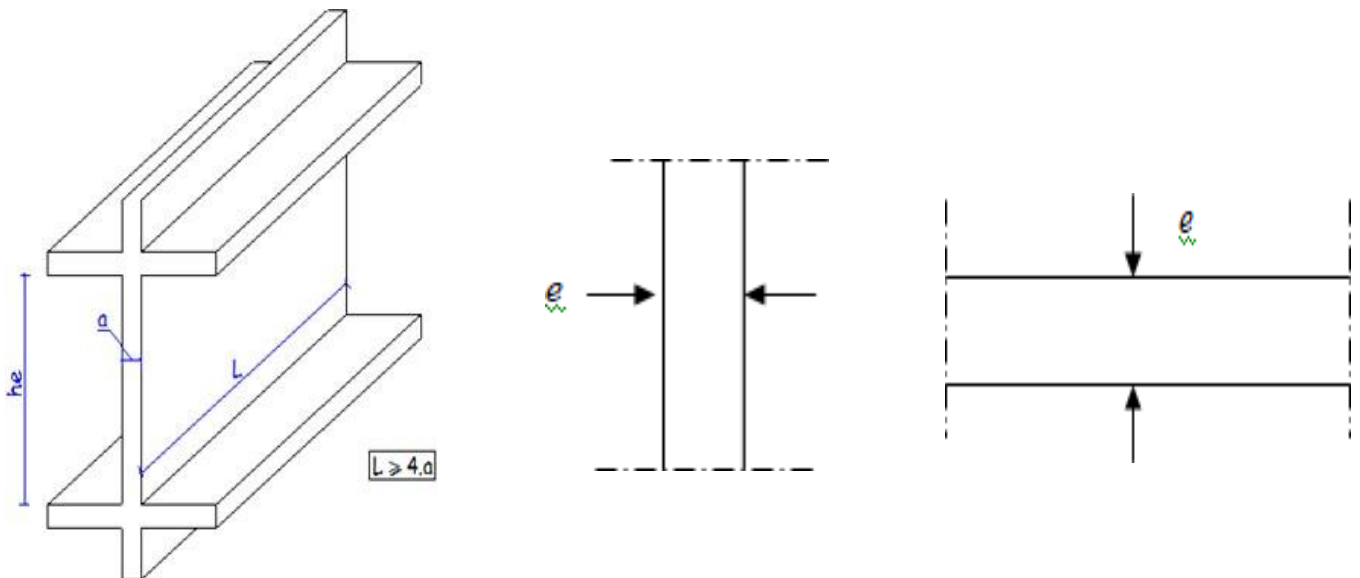


Figure II.4. : schéma des voiles

Dans notre cas, on prend :

- Pour l'étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286$ cm, donc $e \geq 286/20 = 14.3$ cm
- Pour le RDC : $h_e = 306 - 20 = 286$ cm, donc $e \geq 286/20 = 14.3$ cm

En conclusion, on adoptera une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

Vérification du RPA :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.

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

$$L_{\min} = 1\text{m} \geq 4(0.20) \quad \text{condition vérifiée.}$$

- L'ouvrage sera implanté à Tizi ouzou zone de moyenne sismicité (II_a).
- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 20 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

CONCLUSION :

- Pré dimensionnement des planchers : $h_t = 20\text{cm}$
- Pré dimensionnement des poutres :

	Poutres principales	Poutres secondaires
Section adoptée	(30 x 40) cm ²	(30 x 35) cm ²

- Pré dimensionnement des voiles : $h_t = 20\text{cm}$
- Pré dimensionnement des poteaux :

Niveau	Section adoptée
1er, et RDC	(40 X 40) cm ²
2ème, 3ème étage	(35 X 35) cm ²
4ème, 5ème étage	(30 X 30) cm ²

CHAPITRE III

INTRODUCTION :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments secondaire tels que l'acrotère, les planchers et les escaliers. Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91 (modifié 99) et le RPA.

III.1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encasté au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et de plus il participe dans la mise hors eau de la structure.

-L'acrotère est assimilé dans le calcul à une console encastée au niveau du plancher terrasse, son ferrailage se calcul sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q » appelée poussée de la main courante, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1m.

Dimension de l'acrotère :

- La Largeur : 100cm ;
- L'épaisseur : 10cm ;
- La hauteur : 60cm.

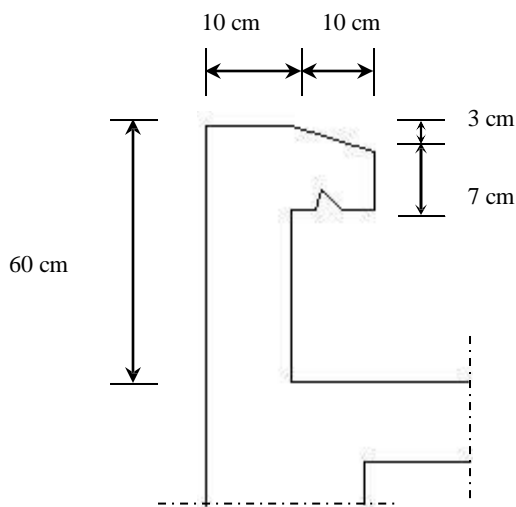


Figure III.1: Coupe transversale de l'acrotère

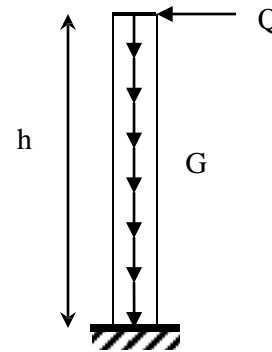


Figure III.2: Schéma statique de l'acrotère

III.1.1. Détermination des sollicitations :

Poids propre « G » : $G = \rho \times S$

La détermination des sollicitations se fait pour une bande de 1m de largeur.

$G = \rho \cdot S \cdot 1m$

avec :

ρ : masse volumique du béton = 25 kN /m³

S : section longitudinale de l'acrotère

$$G = 25 (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) - (0,1 \times 0,03) / 2 = 1,7125 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation « Q » :

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

Effort tranchant dû à la poussée latérale :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN.}$$

Effort normal dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 1,71 \text{ KN.}$$

Moment de renversement dû à Q :

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.ml.}$$

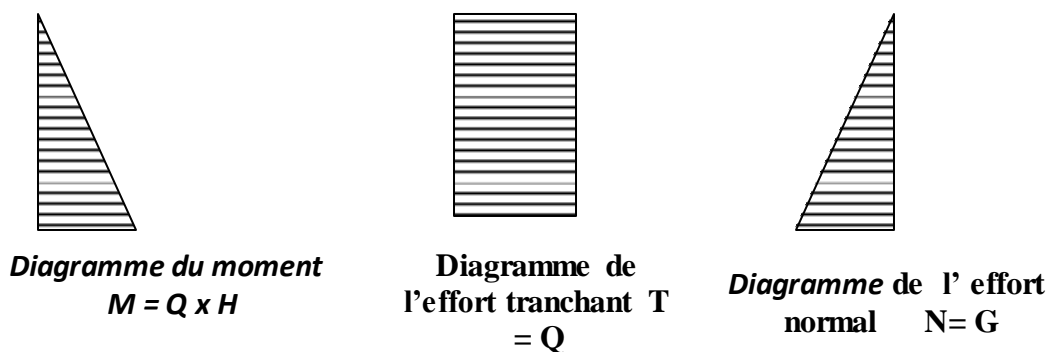


Fig III.3. : diagramme des efforts internes.

III.1.2. Combinaisons de charges :

ELU :

la combinaison : $1,35G + 1,5Q$

- Effort normal dû à G

$$N_U = 1,35(1,675) = 2,261 \text{ KN/ml}$$

- Moment de flexion dû à Q

$$M_U = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

ELS :

la combinaison : $G + Q$

- Effort normal de compression

$$N_S = G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

- Moment de flexion

$$M_S = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

III.1.2. Ferrailage de l'acrotère à L'(ELU) :

Le calcul sera déterminé en flexion composée à L'ELU puis la vérification à l'ELS ; on considère une section rectangulaire (b x h), sous un effort normal N_u et un moment de flexion

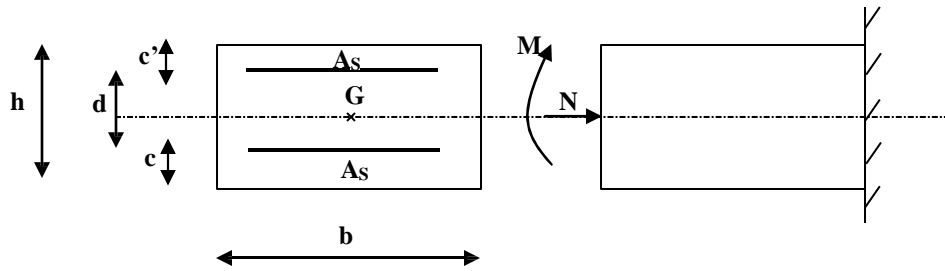


Figure III.4. : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

h :(épaisseur de la section)=10cm.

b :(largeur de la section)=100cm.

c et c' :(enrobage)=2cm.

d :(la hauteur utile) : h-c=8cm.

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

a) Calcul à l'ELU :

➤ **Calcul de l'excentricité (position du centre de pression) :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \quad e_u = \frac{0.9 \times (10)^2}{2.261} = 39.805cm > \frac{h}{2} - c = 3cm.$$

le centre de pression « c_p » se trouve à l'extérieur de la section délimitée par les aciers, donc une section partiellement comprimée (spc).

On fera un calcul en flexion simple afin de déterminer une section d'armatures fictives (A_f), puis on déduira la section d'armatures réelle (A_r) en flexion composée.

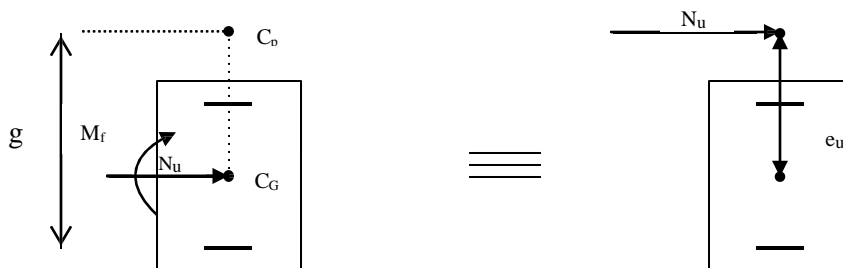


Figure III.5. : section rectangulaire soumise à la flexion composée

➤ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple (armatures fictives) :**

- **moment fictif :**
$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h-c}{2} \right)$$

$$M_f = 0.9 + 2.261 \times 0.03 = 0.967 \text{ KN.m} \Rightarrow M_f = 0.967 \text{ KN.m}$$

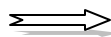
- **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.967 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0106 \quad d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392.$$

S.S.A



$$\mu_b = 0.0106 \Rightarrow \beta = 0.995.$$

- **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.967 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2. \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **calcul en flexion composée (Armatures réelles) :**

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.35 - \frac{2.261 \times 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

III.1.3. Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité: (Art : A.4.2.1/BAEL 91)

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

- **Armatures principales :**

$$A_u \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28} \left[\frac{e_s - 0.445.d}{e_s - 0.185.d} \right]}{f_e}$$

—

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 100}{1.675} = 35.8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1 \left[\frac{35.8 - 0.445 \times 8}{35.8 - 0.185 \times 8} \right]}{348} = 1.04 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales :

$$A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.04 \text{ cm}^2.$$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A = A_{\min} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec un espacement: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 8} = 0,00187 \text{ KN / cm}^2$$

$$\tau_u = 0,019 < \tau_u = 2,5 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2.1MPa$$

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence)

D'où : $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum \mu_i}$$

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05cm.$$

$$D'où : \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.21MPa$$

$$\tau_{se} = 0.21MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t = 25cm. < \min\{3h; 33cm\} = 30cm$.

\Longrightarrow Condition vérifiée.

Armatures de répartition : $S_t = 25cm. < \min\{4h; 45cm\} = 40cm$.

\Longrightarrow Condition vérifiée.

e) Ancrage des barres verticales :

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84MPa$.

$$D'où : L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84}$$

= 281.69mm.

 Soit : $L_s = 30cm$.

c) Vérification à L'E L S :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

1) Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.6 , 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

On a : $\rho_1 = 0.251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \Rightarrow K = 47.50$

$$\sigma_{bc} = \frac{40.56}{47.50} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée



Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

d) Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p.$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : $A = 0.15$ (Zone IIa, groupe d'usage2).

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires, $C_p = 0.3$.

W_n : poids de l'acrotère, $W_p = 1.71 \text{ KN/ml}$.

$$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.71 = 0.308 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}.$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

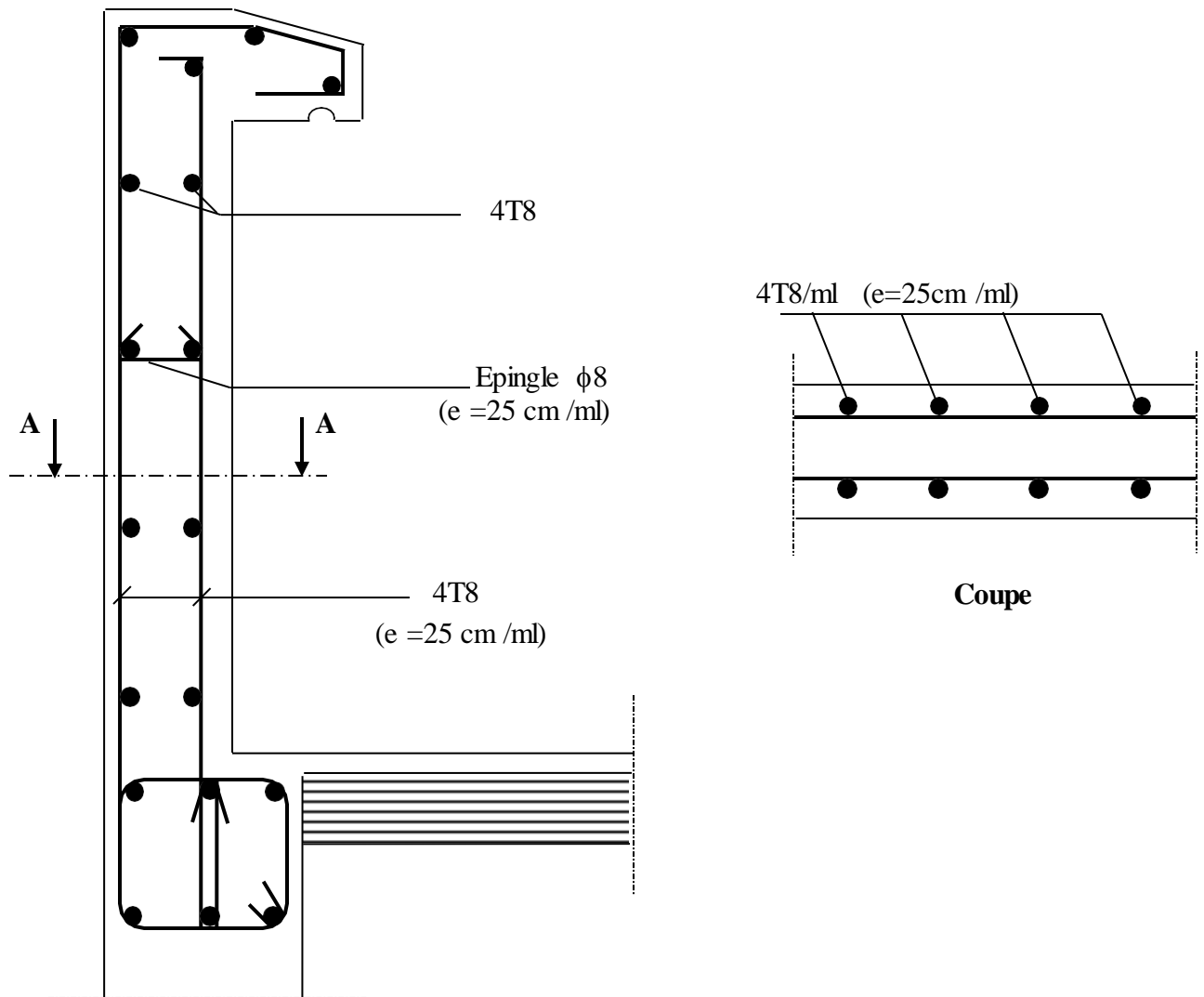


Figure III.6.: Ferraillage de l'acrotère

III.2) Calcul des balcons :

Le bâtiment est constitué de d'un type de balcons qui est en corps creux (16+4) coulé sur place muni d'une poutre de chaînage

III.2.1) Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastré à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieur.

III.2.1.1) Dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

$$\text{-La hauteur : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

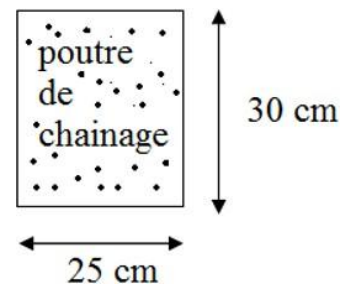
$$\text{-La largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

avec L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré.

$$L = 365 - 25 = 340 \text{ cm}$$

$$\frac{340}{15} = 22,66 \leq h \leq \frac{340}{10} = 34 \quad \text{On adopte une hauteur } h = 30 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 21 \quad \text{On adoptera une largeur } b = 25 \text{ cm}$$



III.2.1.2) Détermination Des Sollicitations :

1) Les charges permanentes :

$$\text{Poids propre de la poutre : } 0,25 \cdot 0,3 \cdot 25 = 1,875 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poids du mur (double cloison) : } (3,06 - 0,30) \cdot 2,36 = 6,51 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poids du plancher : } 5,28 \cdot \frac{0,65}{2} = 1,716 \text{ kN/ml}$$

2) La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \cdot \frac{0,65}{2} = 0,487 \text{ kN/ml}$$

3) Combinaisons des charges :

$$\text{à l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot (10,101) + 1,5(0,487) = 14,37 \text{ kN/ml}$$

$$\text{à l'ELS : } q_s = G + Q = 10,101 + 0,487 = 10,59 \text{ kN/ml}$$

III.2.1.3) Calcul à l'ELU :

On considère que la poutre est simplement appuyée

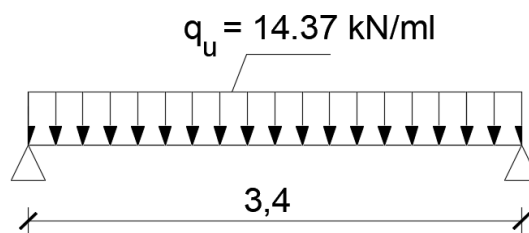


Fig.III.7. : Charge revenant à la poutre de chaînage

a- Calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot \frac{14,37 \cdot (3,40)^2}{8} = 17,65 \text{ kN.m}$$

- Aux appuis :

$$M_A = M_B = -0,3 M_0 = -0,3 \cdot \frac{14,37 \cdot (3,40)^2}{8} = -6,23 \text{ kN.m}$$

Avec M_0 : Moment isostatique

b- Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{14,37 \cdot 3,40}{2} = 24,43 \text{ kN}$$

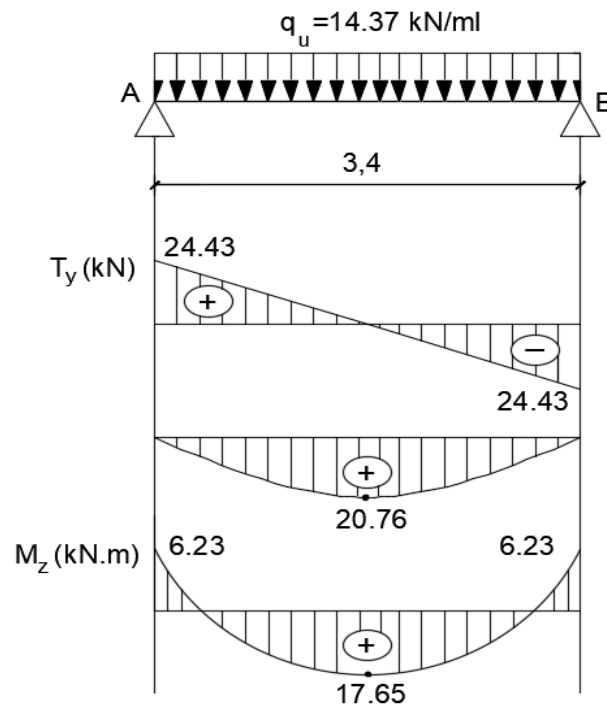


Fig.III.8. : Diagramme des Efforts internes

III.2.1.4) Ferrailage :**Armatures longitudinales :**

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17,65 \cdot 10^3}{25 (28)^2 \cdot 14,2} = 0,063 \quad \text{Avec : } f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} \quad f_{ct28} = 25 \text{ MPa}$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

à partir des abaques, on a la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,063 \rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_t = \frac{t}{\beta d \sigma_{st}} = 0,967 \cdot 28 \cdot 348 = 1.873 \text{ cm}$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,23 \cdot 10^3}{25 \cdot (28)^2 \cdot 14,2} = 0,022$$

$\mu < \mu_c = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

à partir des abaques, on a la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_A = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,23 \cdot 10^3}{0,989 \cdot 28 \cdot 348} = 0,646 \text{ cm}^2$$

$$\text{choix des armatures : } \quad \text{on prendra } \mathbf{3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2}$$

III.2.1.5) Vérifications a l'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL/Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f}$$

en travée : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

aux appuis : $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

b. Vérification du cisaillement (BAEL 91/ Art 5.2.2) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{24,43 \cdot 10^3}{250 \cdot 280} = 0,349 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

→ **Pas de risque de cisaillement.**

c. Vérification d'adhérence aux appuis (BAEL 91/ Art A.6.1.3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

-L'acier utilisé est le FeE400 $\rightarrow \psi_s = 1,5 \quad \bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 d \sum \mu_i}$$

τ_{se} : contrainte d'adhérence.

τ_{se} : contrainte limite d'adhérence

$\sum \mu_i = n\pi \phi$: somme des périmètre utiles des barres.

$$\sum \mu_i = 3 \times 1.2 \times 3.14 = 11.30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.43 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 280 \cdot 113} = 0,857 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

—————> **Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.**

c. influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91 modifié99/Art 5.1.313) :

➤ **Influence sur béton :**

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0,4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma}$ ($a = 0,9d$: qui est la largeur de l'appui)

$$V_u \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 28 \times \frac{2.1}{1.5}$$

$$V_u = 24.43 \text{ KN} < 352,8 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(v_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(24.43 + \frac{6,23}{0.9 \times 0.28} \right)$$

$$A_a = 2.35 \geq 0.141 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

—————> Finalement on constate que l'effort tranchant V_u n'as pas d'influence sur les armatures

e- Ancrage des barres : BAEL91 modifié99 (Art A.6.1 .21)

L_s = Longueur de scellement droit
 $\emptyset \cdot f_e$

$$L_s = \frac{s}{4\tau_s}$$

Avec : $\tau_s = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \longrightarrow L = 50 \text{ cm}$$

$$s = \frac{4 \times 2.835}{s}$$

Les armatures doivent comportés des crochets, Vu que la longueur de scellement est importante.

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{soit un crochet de 20cm.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales : BAEL91 modifié 99. (Art. A.7.2.2). :**

• **diamètre :** $\phi \leq \min \left\{ \begin{array}{l} h \\ \phi ; \\ \left\{ \frac{b}{35} ; \frac{b}{10} \right\} \end{array} \right\} = \min(8.57; 12; 20) = 8.57 \text{ mm}$

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

On adoptera : **1 cadre et 1 étrier = 4HA8 = 2.01 cm²**

• **Espacement : BAEL 91 modifié99 (Art.5.1.22).**

$$S_{tmax} \leq \min \left\{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \right\} = \min \left\{ 25,2 \text{ cm} ; 40 \right\} \text{ cm}$$

On opte pour : **S tmax = 20cm**

-

- Selon RPA version 2003 (Art.7.5.2.2) :

L'espacement doit vérifier :

➤ En zone nodale (appuis) :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \left\{ 7.5 ; 14.4 \right\} \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7.5 \text{ cm}$

➤ En zone courante (travée) :

$$St \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.2.1.6) Vérifications à l'ELS :

• Réactions d'appuis (efforts tranchants) :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{10.59 \times 3.40}{2} = 18 \text{ KN}$$

Calculs des efforts internes :

$$\begin{cases} T(0) = R_A = 18 \text{ KN.} \\ T(3.35) = R_B = -18 \text{ KN.} \end{cases}$$

• Calcul des moments :

➤ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{10.59 \times 3.40^2}{8} = 15.30 \text{ KN.m.}$$

Afin de tenir compte des semi- encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients suivants :

✓ Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 15.30 = 13 \text{ KN.m.}$

✓ Moment aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 15.30 = -4.59 \text{ KN.m.}$

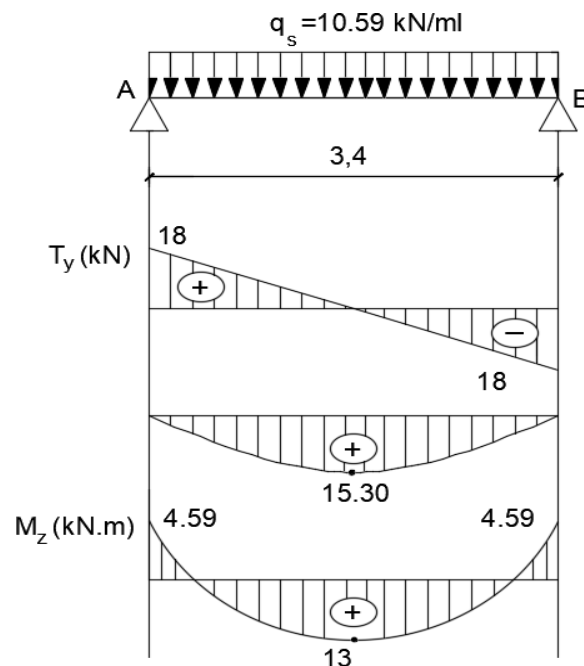


Figure III.9. Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS.

- **Vérification de la résistance du béton à la compression BAEL91 modifié 99 (Art A.4.5.2) :**

- **Aux Appuis :**

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_c, 110 \sqrt{\eta \frac{f_c}{t}} \right) = \min(266.67 ; 201.63) \text{ avec } : \eta = 1.6$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335$$

$$\beta = 0.910 \quad K = 40.56$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \times \beta \times d} = \frac{4.59 \times 10^6}{235 \times 0.910 \times 280} = 76.65 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 76.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{76.65}{40.56} = 1.889 < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

- ✓ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_c, 110 \sqrt{\eta \frac{f_c}{t}} \right) = \min(266.67 ; 201.63)$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

$$\beta = 0.894 \quad K = 32.17$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \times \beta \times d} = \frac{13 \times 10^6}{339 \times 0.894 \times 280} = 153.20 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 153.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{153.20}{32.17} = 4.76 < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

→ L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

c- Vérification de la flèche: BAEL91 modifié 99 (Art B.6.5. 2) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{30} \longrightarrow \frac{30}{340} = 0.088 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \longrightarrow \frac{30}{340} = 0.088 \geq \frac{13}{16} = 0.084 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.048 \leq \frac{10 \times 15.30}{4.2 f_e} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3) Calcul des planchers :

III.1.) introduction :

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher, à savoir le plancher à corps creux (16+4), associé à des poutrelles préfabriquées avec une dalle de compression. Les poutrelles seront disposées dans le sens longitudinal, parallèles à la petite portée.

Les poutrelles sont de section en T, distantes de 65cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu ayant un rôle d'isolation phonique et d'avoir un plus de rigidité pour le plancher, sa dimension est de 16cm.

III.2.) la dalle de compression :

La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TL520, ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait ;
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines ; \Rightarrow

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL 91.

✓ 20cm (5pm) pour les armatures \perp aux poutrelles.

✓ 30cm (3pm) pour les armatures // aux poutrelles.

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}$$

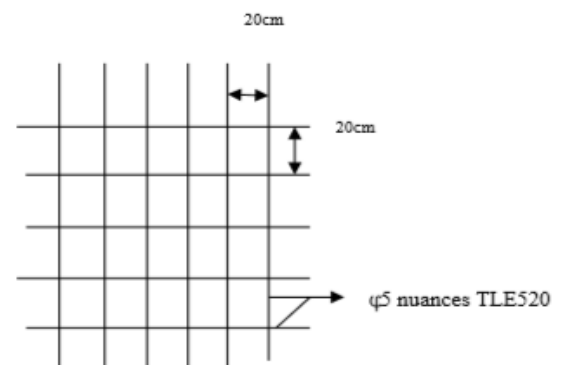
Soit : $A_{\perp} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $e_s = 20 \text{ cm}$

l : distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm}$)

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e_s = 20 \text{ cm}$



III.3.) Calcul des poutrelles :

A- Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux et le poids de la main d'œuvre.

➤ Chargement ;

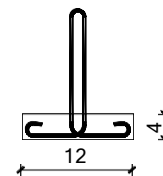
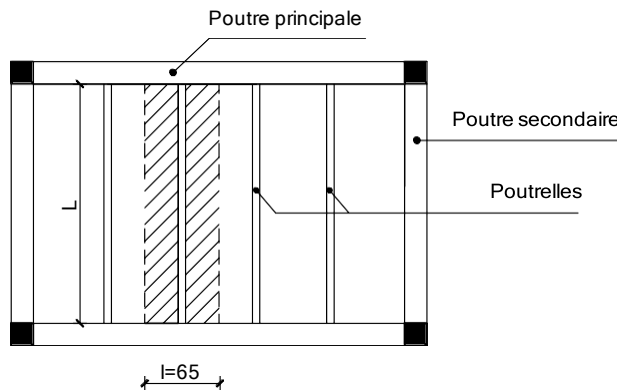
- Poids propre : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$

- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

- Charge permanente ; $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation ; $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Ferraillage à l'ELU :

- Le calcul se fera pour la travée la plus longue.
- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.
- On a : $L = 365 \text{ cm}$



Coupe transversale de la poutrelle

Fig :

Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{Avec } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Moment max en travée :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.65^2}{8} = 4.16 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant max:

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.65}{2} = 4.56 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

Dimensions de la section de la poutrelle :
 $b = 12 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $d = h - c = 2 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_0}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4,16 \cdot 10^3}{12 \cdot (2)^2 \cdot 14,2} = 6,10$$

$\mu > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ Section doublement armée ($A' \neq 0$).

Les armatures de compression sont nécessaires ; et comme la section est très réduite pour placer ces armatures, on prévoit un coffrage intermédiaire (étaie) pour aider la poutrelle à

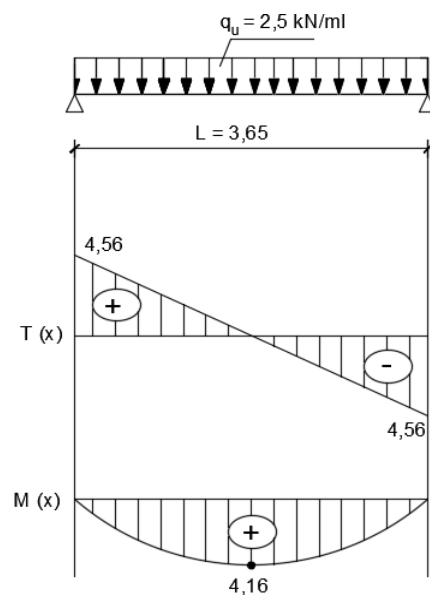


Fig.III.10. diagramme des moments

supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

✓ **Calcul de la distance entre les étais :**

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.

$$M_l = \mu_1 \times b_0 \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 \times 10^{-6}$$

$$M_l = 0,27 \text{ KN.m}$$

Donc, la longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{max} = \left(\frac{8 \times M_l}{q_u} \right)^{1/2} = \left(\frac{8 \times 0,27}{2,5} \right)^{1/2}$$

$$l_{max} = 0,92 \text{ m}$$

B- Après le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis . Elle supporte son poids propre, Le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant au plancher.

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation.

La poutrelle supportera les charges suivantes :

B -1) Dimensionnement de la dalle de compression :

$b = 65 \text{ cm}$, distance entre axes de deux poutrelle

$h = (16+4)$, hauteur du plancher en corps creux.

$b_0 = 12 \text{ cm}$, largeur de la poutrelle.

$h_0 = 4 \text{ cm}$, épaisseur de la dalle de compression

$b_1 = \text{débord. } b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm.}$

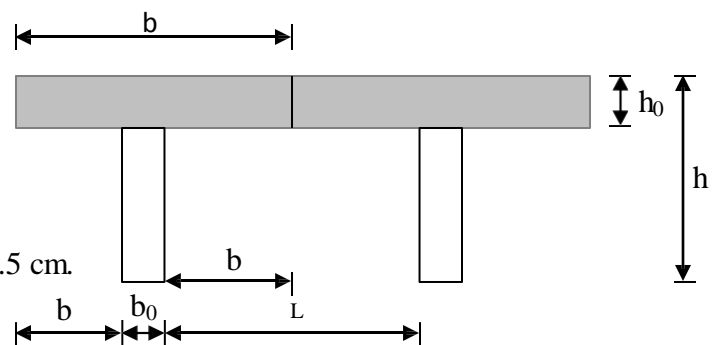


Fig.III.11.schéma de la table de compression

B -2) Evaluation des charges:

✓ **Chargement:**

➤ **Plancher étage courant :**

Poids de plancher : $G = 5,28 \times 0,65 = 3,432 \text{ KN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

Poids propre de plancher : $G = 5,68 \times 0,65 = 3,692 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

✓ **Combinaison des charges :**➤ **Plancher étage courant :**

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,432) + (1,5 \times 0,975) = 6,09 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 3,432 + 0,975 = 4,407 \text{ KN/ml}$$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,692) + (1,5 \times 0,65) = 5,959 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 3,692 + 0,65 = 4,342 \text{ KN/ml}$$

✓ **Choix de la méthode :**

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

1. Méthode forfaitaire.
2. Méthode des trois moments.
3. Méthode de Caquot.

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BAEL 91 .Art B.6.2, 210)**

1) La valeur de la surcharge d'exploitation respecte les conditions suivantes :

$$Q < \max(2G ; 5 \text{ KN/ml})$$

➤ **Plancher étage (courant+RDC) :**

$$Q = 0,975 \text{ KN/ml}$$

$$2 \times G = 2 \times 3,432 = 6,864 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,975 < \max(6,864 ; 5 \text{ KN/ml}) = 6,864 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$Q = 0,65 \text{ KN/ml}$$

$$2 \times G = 2 \times 3,692 = 7,384 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,65 < \max(7,384 ; 5 \text{ KN/ml}) = 7,384 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

‡ **Condition vérifiée.**

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25:

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,25}{3,25} = 0,93 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,65}{3,65} = 0,89 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,40}{3,40} = 1,07 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,65}{3,65} = 0,93 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,65}{3,05} = 1,19 \leq 1,25$$

• **Condition vérifiée**

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable ⇒ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable

1. Principe de La méthode forfaitaire :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées à partir de la fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travées, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée

- Le rapport (α) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées : $\alpha = \frac{q}{q+G}$ $\alpha = 0 < \alpha < \frac{2}{3}$

- M_0 : la valeur du moment max dans la travée indépendante : $M_0 = \frac{q.l^2}{8}$

- l : La longueur entre nus des appuis.

- M_w : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

- M_e : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée intermédiaire.

- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6 M_0$: pour une poutre à deux travées.

- $0.5 M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

- $0.4 M_0$: pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

- $0.3 M_0$: pour les appuis de rive semi encastrés.

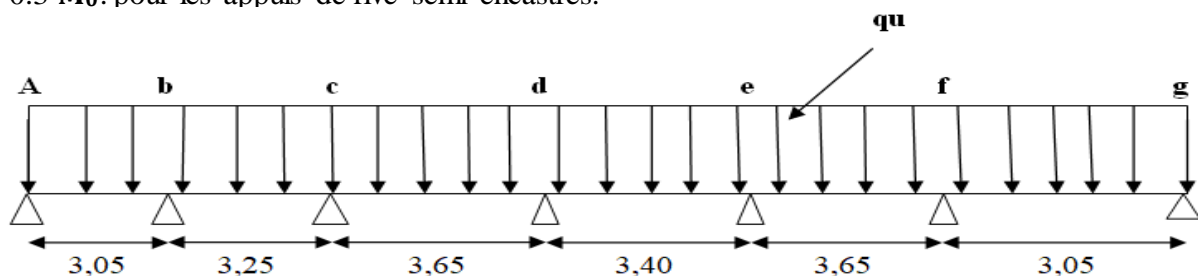


Fig .III.12: Schéma statique de la poutrelle

• **Effort tranchant :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est : $T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$

M_{i+1}, M_i : moments aux appuis (i+1) et (i) respectivement de la travée considérée et à

prendre avec les signes.

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad ; \quad T_{i+1} = \frac{-q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

1.1. Application de la méthode :

On a la surcharge de la terrasse ($Q=1\text{KN/m}^2$), et l'étage courant d'habitation ($Q=1,5\text{KN/m}^2$).

Donc on prend le cas le plus défavorable ($Q=1,5\text{KN/m}^2$; $G=5,28\text{KN/m}^2$).

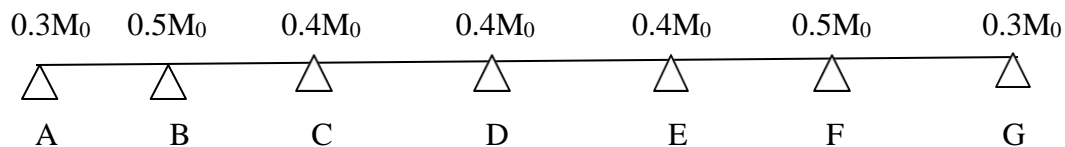
a. Calcul de rapport de charge :

$$\alpha = \frac{q}{q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,28} = 0,221 \quad 0 < \alpha = 0,221 < \frac{2}{3}$$

$$\triangleright 1+0,3\alpha=1,068$$

$$\triangleright (1+0,3\alpha)/2=0,534$$

$$\triangleright (1,2+0,3\alpha)/2=0,634$$



Combinaison de charges :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,432) + (1,5 \times 0,975) = 6,09 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 3,432 + 0,975 = 4,407 \text{ KN/ml}$$

b. Calcul des moments fléchissant à l'ELU :

- Calcul des moments isostatiques M_{0i} :

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

$$M_{0AB} = M_{0FG} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6,09 \times 3,05^2}{8} = 7,081 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = M_{0EF} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6,09 \times 3,65^2}{8} = 10,141 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6,09 \times 3,25^2}{8} = 8,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6,09 \times 3,40^2}{8} = 8,80 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3 M_{0AB} = 0,3 \times 7,081 = 2,124 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}; M_{0BC}) = 0,5 \times 8,04 = 4,02 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}; M_{0CD}) = 0,4 \times 10,141 = 4,056 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{0CD}; M_{0DE}) = 0,4 \times 10,141 = 4,056 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{0DE}; M_{0EF}) = 0,4 \times 10,141 = 4,056 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \max (M_{0EF}; M_{0FG}) = 0,5 \times 10,141 = 5,07 \text{ KN.m}$$

$$M_G = M_A = 2.124 \text{ KN.m}$$

1. Calcul des moments en travées :

• Etude de la travée de rive (AB):

$$M_t \geq \left\{ \max [(1.05M_{0AB}) ; ((1 + 0.3\alpha)M_{0AB})] - \frac{M_A \pm M_B}{2} \right\}$$

$$M_t \geq \max (7.435 ; 7.55) - \frac{2.124+4.02}{2}$$

$$M_t = 4.478 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0AB} = 0.633 \times 7.081 = 4.482 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit: } M_{tAB} = 4.482 \text{ KN.m}$$

• Etude de la travée intermédiaire (BC):

$$M_t \geq \left\{ \max [(1.05M_{0BC}) ; ((1 + 0.3\alpha)M_{0BC})] - \frac{M_B \pm M_C}{2} \right\}$$

$$M_t \geq \max (8.442 ; 8.573) - \frac{4.02+4.056}{2}$$

$$M_t = 4.535 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0BC} = 0.533 \times 8.04 = 4.285 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit: } M_{tBC} = 4.535 \text{ KN.m}$$

• Etude de la travée intermédiaire (CD):

$$M_t \geq \left\{ \max [(1.05M_{0CD}) ; ((1 + 0.3\alpha)M_{0CD})] - \frac{M_C \pm M_D}{2} \right\}$$

$$M_t \geq \max (10.648 ; 10.813) - \frac{4.056+4.056}{2}$$

$$M_t = 6.757 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0CD} = 0.533 \times 10.141 = 5.405 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit: } M_{tCD} = 6.757 \text{ KN.m}$$

• Etude de la travée intermédiaire (DE):

$$M_t \geq \left\{ \max [(1.05M_{0DE}) ; ((1 + 0.3\alpha)M_{0DE})] - \frac{M_D \pm M_E}{2} \right\}$$

$$M_t \geq \max (9.24 ; 9.383) - \frac{4.056+4.056}{2}$$

$$M_t = 5.327 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0DE} = 0.533 \times 8.80 = 4.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit: } M_{tDE} = 5.327 \text{ KN.m}$$

- Etude de la travée intermédiaire (EF):

$$M_t \geq \left\{ \max [(1.05M_{0EF}) ; ((1 + 0.3\alpha)M_{0EF})] - \frac{M_E + M_F}{2} \right\}$$

$$M_t \geq \max (10.648 ; 10.813) - \frac{4.056+5.07}{2}$$

$$M_t = 6.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{0EF} = 0,533 \times 10,141 = 5,405 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{tEF} = 6,25 \text{ KN.m}$

- Etude de la travée de rive (FG):

$$M_t \geq \left\{ \max [(1,05M_{0FG}); ((1 + 0,3\alpha)M_{0FG})] - \frac{M_F \pm M_G}{2} \right\}$$

$$M_t \geq \max (7,435 ; 7,55) - \frac{2,124+4,02}{2}$$

$$M_t = 4,478 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{0FG} = 0,633 \times 7,081 = 4,482 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{tFG} = 4,482 \text{ KN.m}$

2. Calcul des efforts tranchant à l'ELU :

- Travée AB :

$$V_A = \frac{qu l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{6,09 \times 3,05}{2} + \frac{-4,02 - (-2,124)}{3,05}$$

$V_A = 8,665 \text{ KN.}$

$$V_B = \frac{-qu l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{-6,09 \times 3,05}{2} + \frac{-4,02 - (-2,124)}{3,05}$$

$V_B = -9,908 \text{ KN.}$

- Travée BC :

$$V_B = \frac{qu l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{6,09 \times 3,25}{2} + \frac{-4,056 - (-4,02)}{3,25}$$

$V_B = 9,885 \text{ KN.}$

$$V_C = \frac{-qu l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{-6,09 \times 3,25}{2} + \frac{-4,056 - (-4,02)}{3,25}$$

$V_C = -9,907 \text{ KN.}$

- Travée CD :

$$V_C = \frac{qu l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{6,09 \times 3,65}{2} + \frac{-4,056 - (-4,056)}{3,65}$$

$V_C = 11,114 \text{ KN.}$

$$V_D = \frac{-qu l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{-6,09 \times 3,65}{2} + \frac{-4,056 - (-4,056)}{3,65}$$

$V_D = -11,114 \text{ KN.}$

- Travée DE :

$$V_D = \frac{qu l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{6.09 \times 3.40}{2} + \frac{-4.056 - (-4.056)}{3.40}$$

$V_D = 10.353 \text{ KN.}$

$$V_E = \frac{-qu l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{-6.09 \times 3.40}{2} + \frac{-4.056 - (-4.056)}{3.40}$$

$V_E = -10.353 \text{ KN.}$

$$= \frac{qul_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = 6.09 \times 3.65 + \frac{-5.07 - (-4.056)}{3.65}$$

• Travée EF :

$$V_E = \frac{qul_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = 6.09 \times 3.65 + \frac{-5.07 - (-4.056)}{3.65}$$

$V_E = 10.836$ KN.

$$V_F = \frac{-qul_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = \frac{-6.09 \times 3.65}{2} + \frac{-5.07 - (-4.056)}{3.65}$$

$V_F = -11.39$ KN.

• Travée FG :

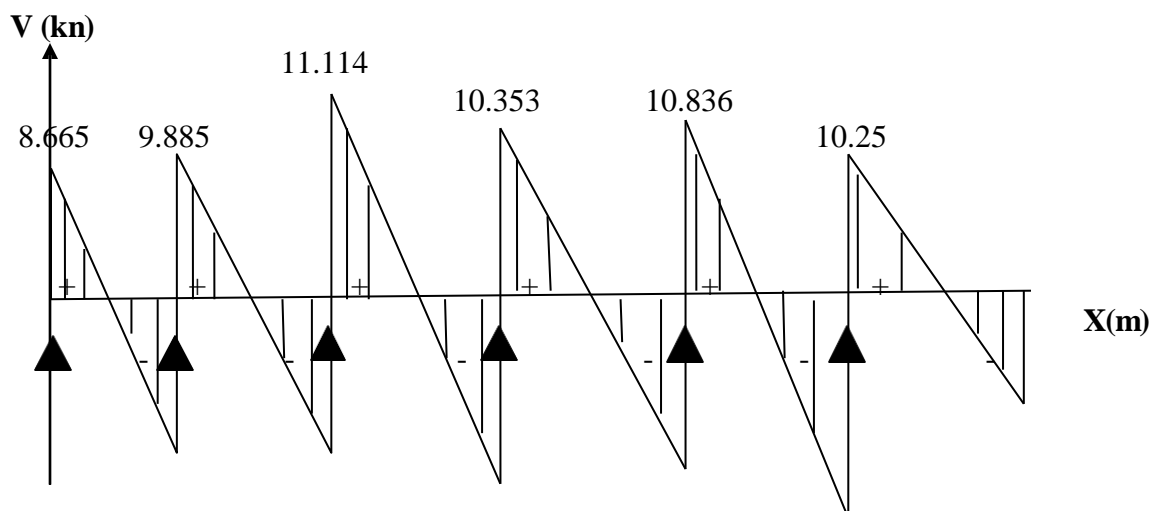
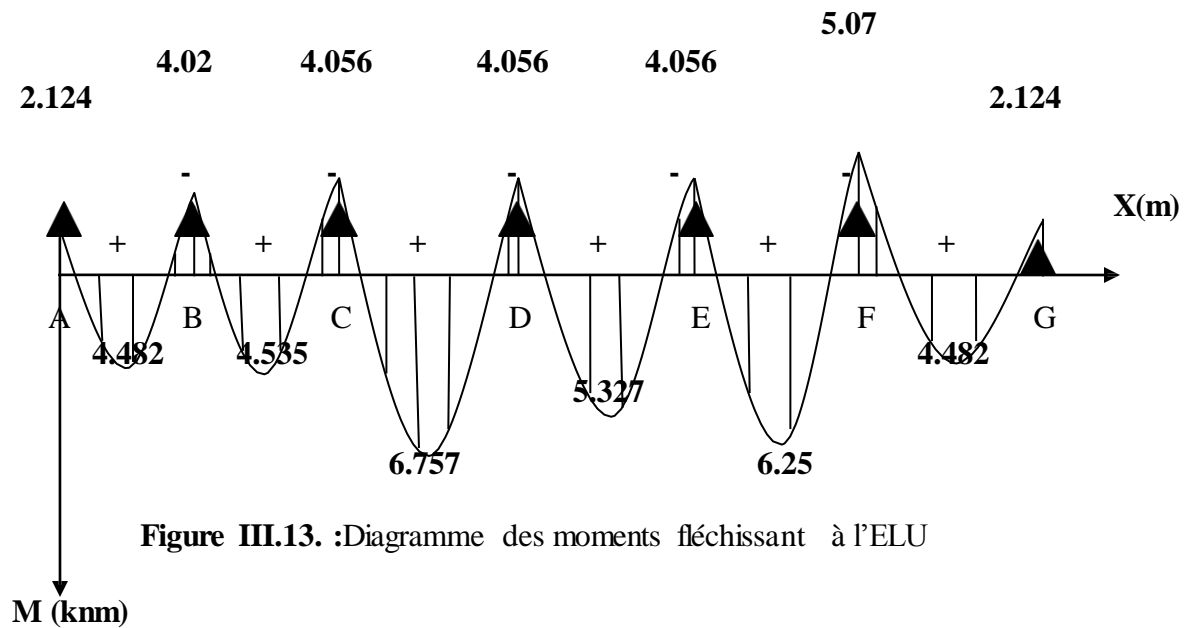
$$V_F = \frac{qul_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = \frac{6.09 \times 3.05}{2} + \frac{-2.124 - (-5.07)}{3.05}$$

$V_F = 10.25$ KN.

$$V_G = \frac{-qul_{FG}}{2} + \frac{M_F - M_G}{l_{FG}} = \frac{-6.09 \times 3.05}{2} + \frac{-2.124 - (-5.07)}{3.05}$$

$V_G = -8.32$ KN.

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU :



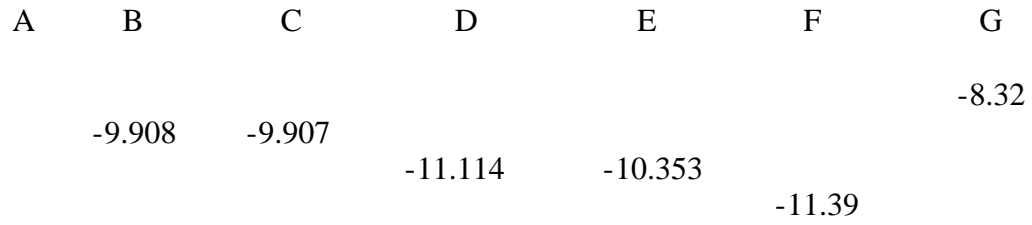


Figure III.14. : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.1.2. Calcul des armatures :

III.1.2.1. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le ferrailage se fera en considérant les moments maximaux :

En travée : $M_{t \max} = 6.757 \text{ KN m}$.

Sur appui : $M_{a \max} = 5.07 \text{ KN m}$.

Si : $M_{T\max} < M_0 \longrightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression

Si : $M_{T\max} > M_0 \longrightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure

M_0 : Le moment équilibré par la table de compression.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_c 28}{\gamma_{b\theta}} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

a) Armatures longitudinales :

• En travées :

Le moment maximal en travée : $M_{t \max} = 6.757 \text{ KN m}$.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bc} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t \leq M_0 =$ L'axe neutre est dans la table de compression.



Le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}$:

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.757 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.022$$

$\mu_b = 0.022 < \mu_c = 0.392 \implies$ La section est simplement armée donc $A_s = 0$

$$\mu_b = 0.022 \implies \beta = 0.989$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.757 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.09 \text{ cm}^2$$

\implies On opte pour : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.. $(12 \times 20) \text{ cm}^2$. $b_0 = 12 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 5.07 \text{ KN.m}$

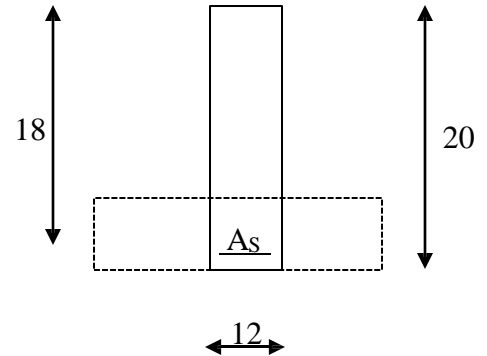
$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.07 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.092$$

$\mu_b = 0.092 < \mu_e = 0.392$ \Rightarrow La section est simplement armée

$$\mu_b = 0.092 \Rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.07 \times 10^3}{0.952 \times 18 \times 348} = 0.85 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On opte pour : : **2HA10 = 1.57 cm²**.



b) Armatures transversales :

• **Section minimale d'armatures d'âme :** (Art A.5.1,22 /BAEL91 modifié 99)

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e ,

on doit avoir : $A_t f_e \geq 0.4MPa$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$$

L'espacement (S_t) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : $0.9d$ et 40 cm .

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{16.2; 40\} = 16.2 \text{ cm} \quad \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$$

• **Possibilité de bétonnage correct :** (Art A.5.1 ,22 /BAEL91 modifié 99)

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à $h/35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$$\Phi \leq \min\left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi \right\} \quad \Phi_L \text{ Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\Phi \leq \min\left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi^{\max} \right\} = \min\{0.57; 1; 2.1\} = 0.57 \text{ cm} = 57 \text{ mm}$$

On choisit un étrier **T6**, soit 2brins : $A = 0.57 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$

$$A_t = 2HA6 = 0.56\text{cm}^2.$$

- **Calcul de l'ancrage :**

Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_S dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_S = 40 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_S$

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm.}$$

Conclusion :

En travée : **3HA10 = 2.35 cm².**

Aux appuis : **2HA10 = 1.57 cm².**

Les armatures transversales : **2HA6 = 0.56 cm².**

III.1.3. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99(Art A.4.2.1).

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

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 65 \times 18 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis : $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

En travées : $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

b. Vérification aux cisaillement : BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.1).

Tmax = 11.39 KN

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{11.39 \times 10^3}{120 \cdot 180} = 0.527 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3.33 ; 5 \} \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.527 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

→ **Condition vérifiée**, pas de risque de cisaillement.

c. Condition d'adhérence et entrainement des barres BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi s \cdot f_{t28}$$

$\Psi_s=1.5$ (pour les aciers HA).

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

—

$$\Sigma u_i = n \cdot v \cdot \pi$$

❖ **Aux appuis :**

$$\Sigma u_i = 2 \times 10 \times 3.14 = 62.8 \text{ cm} = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.39 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.119 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ **Condition vérifiée.**

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

❖ **En travée :**

$$\Sigma u_i = 3 \times 10 \times 3.14 = 94.2 \text{ cm} = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.39 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.746 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ **Condition vérifiée.**

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d. Ancrage des barres : BAEL91 modifié 99 (Art. A.6.1.21)

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{t2} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MP}$$

Ls = longueur de scellement droit.

Pour $v = 10 \text{ cm}$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} v = \frac{400 \times 10}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm.}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :
 $L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm}$ → Soit un crochet 15 cm.

e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.1.313).

✓ **Influence sur le béton :**

$$T_{u \max} \leq 0.4 \times b_0 \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$T_{u \max} = 11.39 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\text{Avec } A_a = 1.57 \text{ cm}^2.$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(11.39 \times 10^3 + \frac{5.07 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) = 0.326 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.326 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Finalement on constate que l'effort tranchant n'as pas d'influence sur les armatures inférieures.

III.1.4. Vérification à l'ELS :

a- Les efforts internes à l'ELS : (BAEL91 ; modifié 99).

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de

calcul à l'ELU par le coefficient (**qs /qu**).

On : $q_s = 4.407 \text{ KN.m}$; $q_u = 6.09 \text{ KN.m}$

$$q_s = \frac{4.407}{6.09} = 0.723.$$

$$q_u = 6.09$$

b. Calcul des moments fléchissant.

- Les moments aux appuis :

$$M_{as} = M_{au} \times 0.723$$

Tableau.III.1.Moments aux appuis à ELS.

	Moments aux appuis(KN.m) ELU	Moments aux appuis(KN.m) ELS
A	-2.124	-1.535
B	-4.02	-2.906
C	-4.056	-2.932
D	-4.056	-2.932
E	-4.056	-2.932
F	-5.07	-3.665
G	-2.124	-1.535

-Moments en travées :

$$M_{ts} = M_{tu} \times 0.723$$

Tableau.III.2.Moments en travées à ELS.

Travées	L(m)	Moments en travées (ELU)(KN.m)	Moments en travée (ELS)(KN.m)
A-B	3.05	4.482	3.240
B-C	3.25	4.535	3.278
C-D	3.65	6.757	4.885
D-E	3.40	5.327	3.851
E-F	3.65	6.25	4.518
F-G	3.05	4.482	3.240

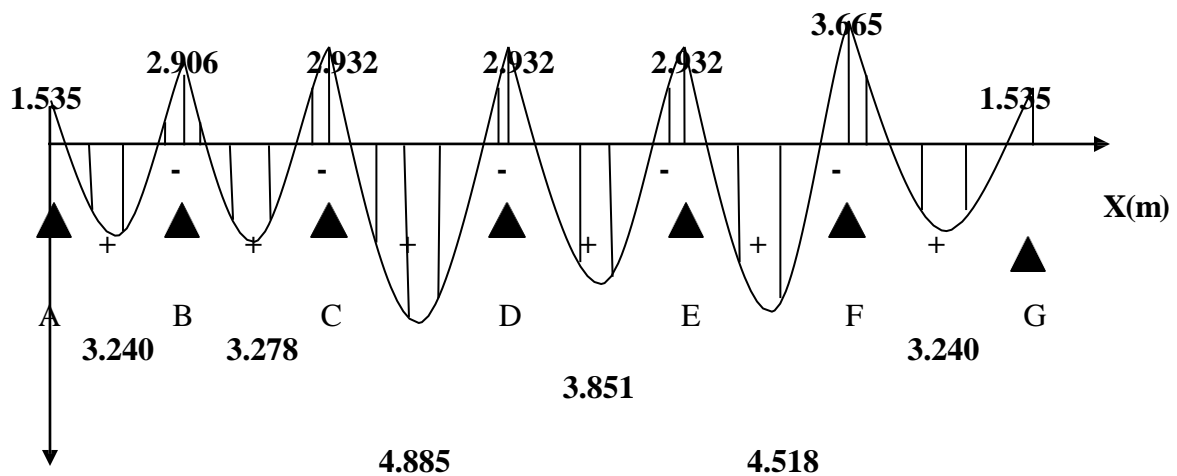


Figure III.15. :Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

M (kNm)

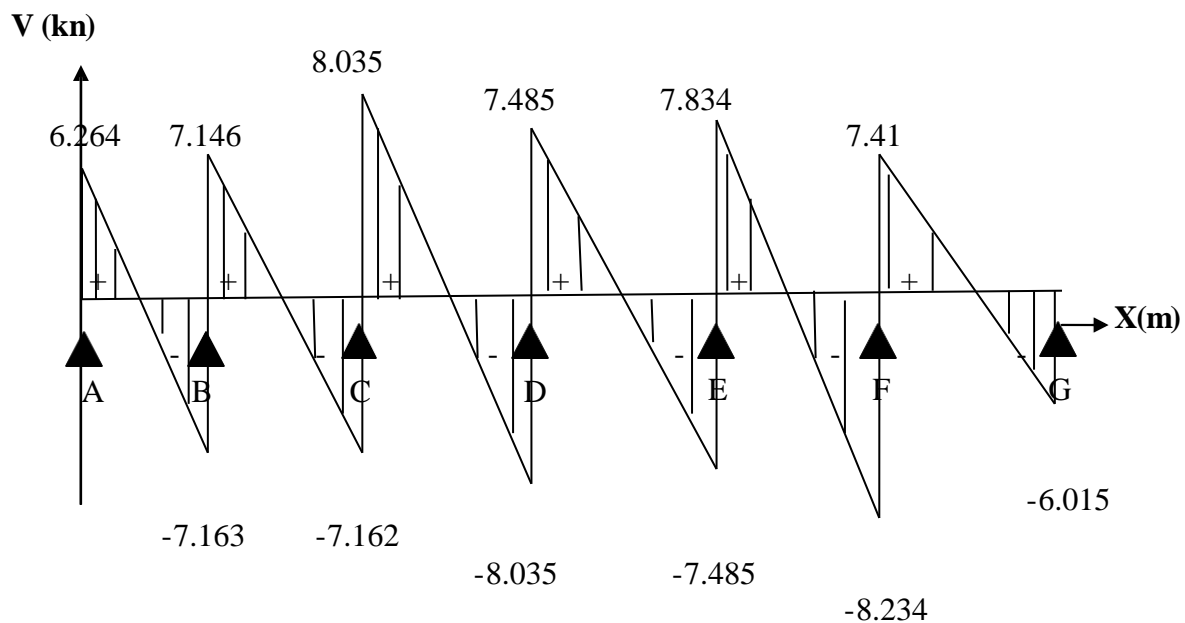
-Les efforts tranchants :

$$T_{ws} = T_w \times 0.723$$

$$T_{es} = T_e \times 0.723$$

Tableau.III.3.Les efforts tranchant à ELS.

Travées	T_w (KN)	T_{ws} (KN)	T_e (KN)	T_{es} (KN)
A-B	8.665	6.264	-9.908	-7.163
B-C	9.885	7.146	-9.907	-7.162
C-D	11.114	8.035	-11.114	-8.035
D-E	10.353	7.485	-10.353	-7.485
E-F	10.836	7.834	-11.39	-8.234
F-G	10.25	7.41	-8.32	-6.015

**Figure III.16. : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS****III.1.5. Vérifications à l'état limite de service (ELS) :****1-Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99)**

Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures, sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation d'ouvrage.

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable car l'élément est couvert, on admet donc de ne pas effectuer de vérifications de l'état limite d'ouverture de fissures

(A.4.5,3/BAEL91 modifié 99)

2-Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2).

$$M_{tmax} = 4.885 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax} = 3.665 \text{ KN.m}$$

- **En travées :**

- **Contrainte dans l'acier**

On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09$$

$$\rho_1 = 1.09 \longrightarrow K = 19.72 \longrightarrow \beta = 0.856$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{4.885 \times 10^6}{0.856 \times 18 \times 2.35 \times 10^3} = 137.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 137.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

On doit d'assurer que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{137.84}{19.72} = 6.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

➤ **Contrainte dans l'acier**

On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \longrightarrow K = 25.32 \longrightarrow \beta = 0.876$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{3.665 \times 10^6}{0.876 \times 18 \times 1.57 \times 10^3} = 148.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 148.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

On doit d'assurer que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{148.04}{25.32} = 5.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

3- Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : BAEL91 modifié99(Art.6.5.2) :

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

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

Avec : h : hauteur totale de la section.

L : longueur de la travée entre nœud d'appuis.

b0 : largeur de nervure.

Mt : moment fléchissant maximum en travée.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} = 0.054 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{L}{h} \geq \frac{16}{M_t} \longrightarrow \frac{365}{20} = 0.054 \geq \frac{4.885}{16} = 0.066 \longrightarrow \text{Condition Non vérifiée.}$$

$$\frac{L}{b_0 \times d} \leq \frac{10M_0}{f_e} \longrightarrow \frac{365}{12 \times 18} = 0.0108 \leq \frac{10 \times 7.339}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition Non vérifiée.}$$

Conclusion : Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

❖ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

$$f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée, $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{t28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10819 \text{MPa}$.

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée

-Aire de la section homogénéisée :

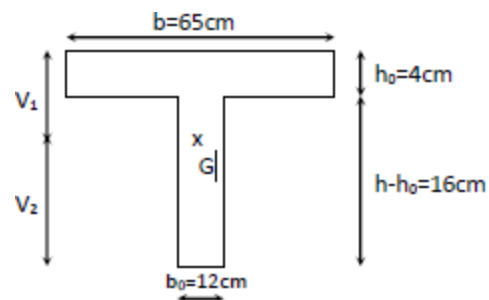
B_0 = section du béton.

A_{st} = section d'armature tendue.

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) h_0 + 15 \times A_t$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{cm}^2$$



-Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2.35 \times 18) = 3458.5 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times 20^3}{3} + (b - b_0) h \left[\frac{h^2}{12} + \frac{h}{2} \right] + 15 \times A_t \left(v_2 - c \right)^2 = 20003.238 \text{cm}^4$$

-Calcul des coefficients: λ_v ; μ ; I_{fv} :

$$\rho = \frac{A_{st}}{B_0} = \frac{2.35}{487.25} = 0.010$$

b0xd 12x18

$$\beta = 0.982$$

La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = 137.84 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.010} = 1.64$$

$$\mu = \left[-1.75 f_{t28} ; 0 \right] = \max\{0.517; 0\} = 0.517$$

$$\max\left\{1 - \frac{1}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}}\right\}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20003.238}{1 + 1.64 \times 0.517} = 11907.46 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{M^s \cdot l^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = \frac{4.885 \times 3.65^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 11907.46 \times 10^{-8}} = 0.005 \text{ m} = 5 \text{ mm.}$$

$$f = 5 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3650}{500} = 7.30 \text{ mm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat limite ultime sont suffisantes

les poutrelles seront ferrillées comme suit :

- Aux appuis :

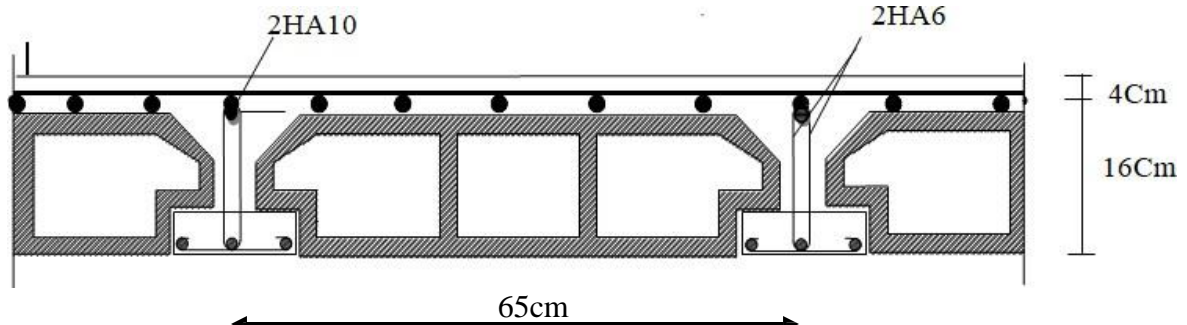


Figure.III.17 .Ferrailage des poutrelles aux appuis.

-En travées :

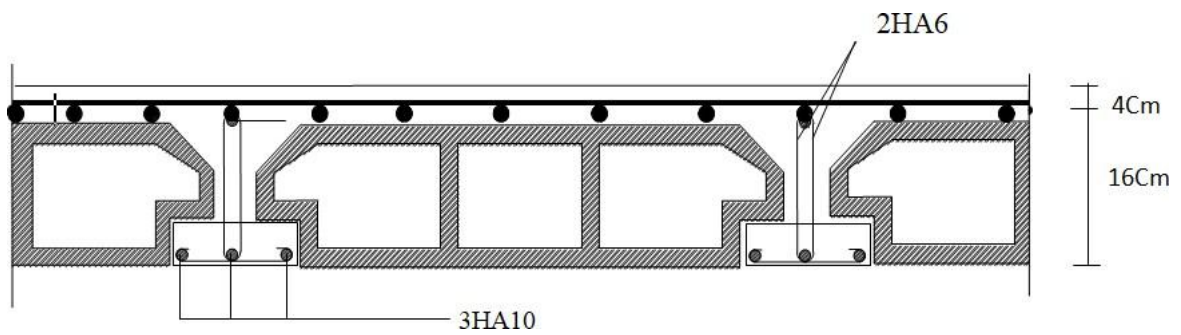


Figure.III.18 .Ferrailage des poutrelles en travées.

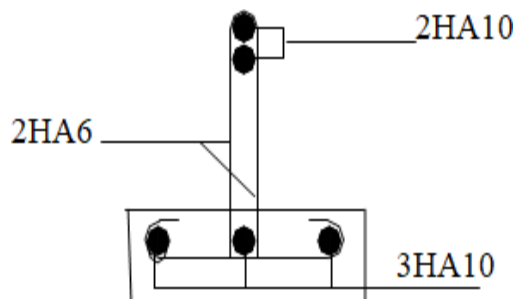


Figure.III.19 .Ferrailage des poutrelles.

III.4) Calcul des Escaliers :

4.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

4.2. Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure :

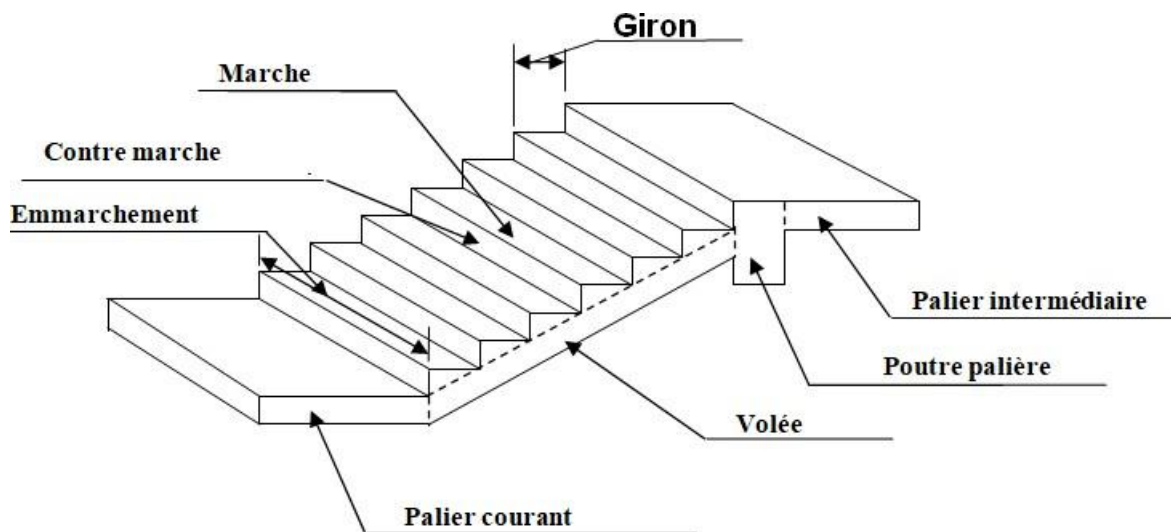


Figure III.20 : Coupe verticale d'un escalier.

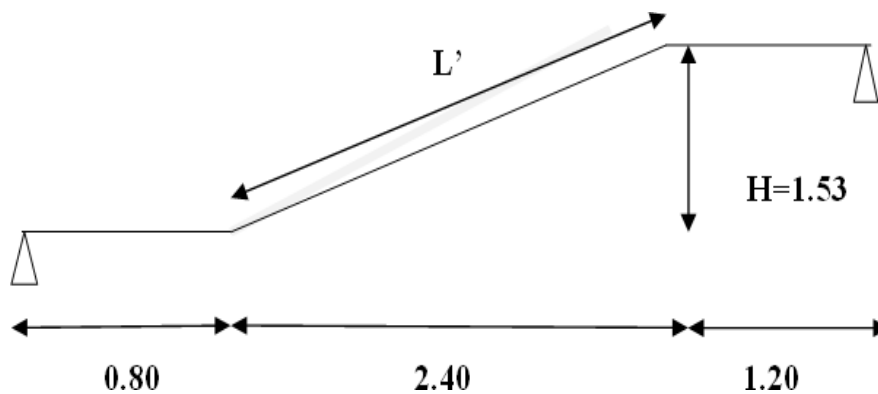
- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est l_m .
- **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

4.3. Calcul de l'escalier de l'étage courant :

- Notre étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

4.3.1. Pré dimensionnement : calculé en chapitre (II) :

- nombre de contre marches : $n = 9$.
- nombre de marches : $m = 8$.
- hauteur de la contre marche : $h = 17$ cm.
- hauteur du giron : $g = 30$ cm.
- Epaisseur de la paillasse : $e_p = 20$ cm
- Epaisseur du palier : $e_{\text{palier}} = 20$ cm.



4.3.2. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour une bonde de 1ml, de projection horizontale de la volée, et en considérant une poutre isostatique en flexion simple.

a- Charge permanente :

- Le palier :

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	La charge (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
mortier de pose	0.02	22	0.44
lit de sable	0.02	18	0.36
poids propre du palier	0.2	25	5
enduit ciment	0.02	18	0,36
			$G_p = 6.56 \text{ kN/m}^2$

Tableau III.4. : la charge revenant au palier

➤ La volée :

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	La charge (kN/m ²)
Re vêtement carrelage	0.02	20	0.40
mortier de pose	0.02	22	0.44
lit de sable	0.02	18	0.36
palliasse	$ep / \cos\alpha = 0.20 / \cos 32.52^\circ$	25	5.93
enduit ciment	0.02	18	0.36
Gard corps	/	/	0.2
marches	$0.17/2=0.085$	25	2.125
			G_{total} = 9.815 kN/m²

Tableau III.5. : la charge revenant a la volée

b- La surcharge : est donnée par le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et commercial est la même pour la volée et le palier. **Q = 2.5 kN/ml.**

C- combinaisons de charges :

	ELU : $qu = (G + Q) \times 1m [kN/ml]$	ELS : $qs = (G + Q) \times 1m [kN/ml]$
Palier	$qu_{\text{palier}} = (1.35 \times 6.56 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 12.606$	$qs_{\text{palier}} = (6.56 + 2.5) \times 1m = 9.06$
volée	$qu_{\text{volée}} = (1.35 \times 9.815 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 17$	$qs_{\text{volée}} = (9.815 + 2.5) \times 1m = 12.315$

4.3.3. Ferrailage et calcul des efforts a l'ELU :

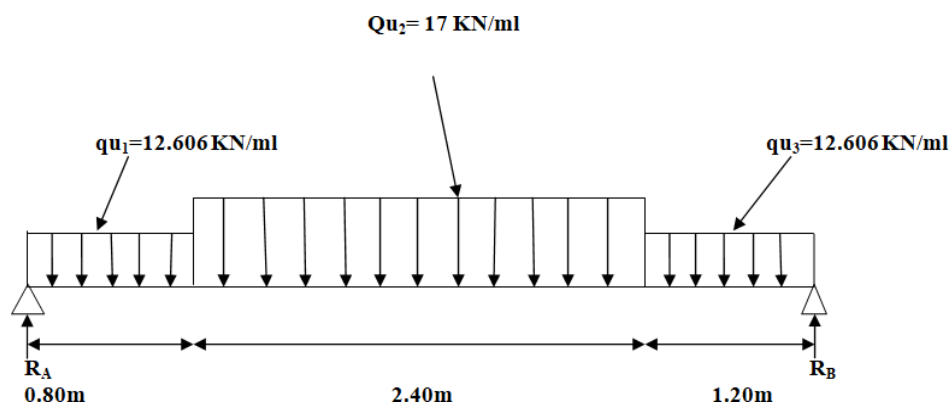


Fig. III.21. : Schéma statique (ELU)

➤ **Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

• $F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (12.606 \times 0.80) + (17 \times 2.40) + (12.606 \times 1.20) = 66.012 \text{ KN}$

$R_A + R_B = 66.012 \text{ KN}$

• $\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B(0.80 + 2.40 + 1.20) - 12.606 \times 1.20 \times ((\frac{1.20}{2}) + 2.40 + 0.80) -$

$17 \times 2.40 (\frac{2.40}{2} + 0.80) - 12.606 \times 0.80 (\frac{0.80}{2}) =$

$4.4R_B - 57.48 - 81.6 - 4.03 = 0 \Rightarrow 4.4R_B = 143.11$

$R_B = 32.525 \text{ KN}$

$\Rightarrow R_A + R_B = 66.012 \Rightarrow R_A = 66.012 - 32.525$

$R_A = 33.487 \text{ KN}$

➤ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

• **1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 0.80 \text{ m}$:**

$T(x) = R_A - qu_1(x)$

$T(x) = 33.487 - 12.606 x$

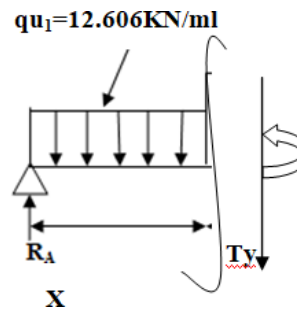
$X = \begin{cases} 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 33.487 \text{ KN.} \end{cases}$

$X = \begin{cases} 0.80 \text{ m} \rightarrow T(0.80) = 23.40 \text{ KN.} \end{cases}$

$M(x) = R_A(x) - qu_1(x^2/2) = 33.487x - 12.606(x^2/2)$

$X = \begin{cases} 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$

$X = \begin{cases} 0.80 \text{ m} \rightarrow M(0.80) = 22.75 \text{ KN.m} \end{cases}$



• **2^{eme} tronçon $0.80 \text{ m} \leq X \leq 3.20 \text{ m}$:**

$T(x) = R_A - qu_1(0.8) - qu_2(x - 0.8)$

$T(x) = 33.487 - 12.606(0.8) - 17(x - 0.80)$

$X = \begin{cases} 0.80 \rightarrow T(0.80) = 23.40 \text{ KN} \end{cases}$

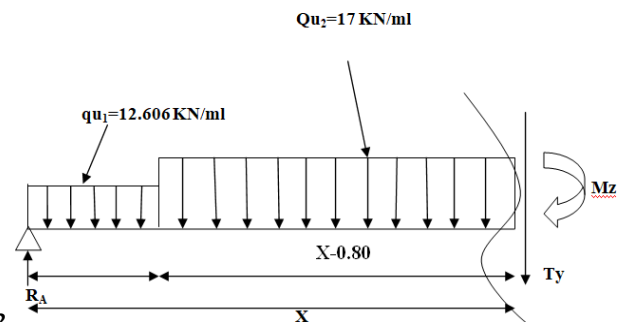
$X = \begin{cases} 3.20 \rightarrow T(3.20) = -17.39 \text{ KN} \end{cases}$

$M(x) = R_A(x) - qu_1 \times 0.80(x - 0.80/2) - qu_2/2 (x - 0.80)^2$

$M(x) = 33.487(x) - 12.606 \times 0.80(x - 0.4) - 17/2 (x - 0.80)^2$

$X = \begin{cases} 0.80 \text{ m} \rightarrow M(0.80) = 22.75 \text{ KN.m} \end{cases}$

$X = \begin{cases} 3.20 \text{ m} \rightarrow M(3.20) = 29.96 \text{ KN.m} \end{cases}$



• 3^{eme} troncon: $0 \leq x \leq 1.20\text{m}$:

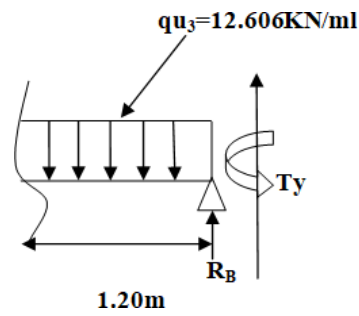
$T(x) = -R_B - qu_3(x)$

$T(x) = -32.525 + 12.606 x$

$\left\{ \begin{array}{l} X = 0\text{m} \rightarrow T(0) = -32.525\text{KN} \\ X = 1.20\text{m} \rightarrow T(1.20) = -17.39\text{KN} \end{array} \right.$

$M(x) = R_B(x) - qu_3(x^2/2) = 32.525x - 12.606(x^2/2)$

$\left\{ \begin{array}{l} X = 0\text{m} \rightarrow M(0) = 0\text{KN.m} \\ X = 1.20\text{m} \rightarrow M(1.20) = 29.95\text{KN.m} \end{array} \right.$



➤ Calcul du moment max:

$T(x) = 0$

$33.487 - 12.606(0.8) - 17(x - 0.8) = 0$

$X = 2.176 \in [0.8 ; 3.2]$

$M(x) = R_A(x) - qu_1 \times 0.80(x - 0.80/2) - qu_2/2(x - 0.80)^2$

D'où $M_{max} = M(2.176) = 43.26\text{KN.m}$

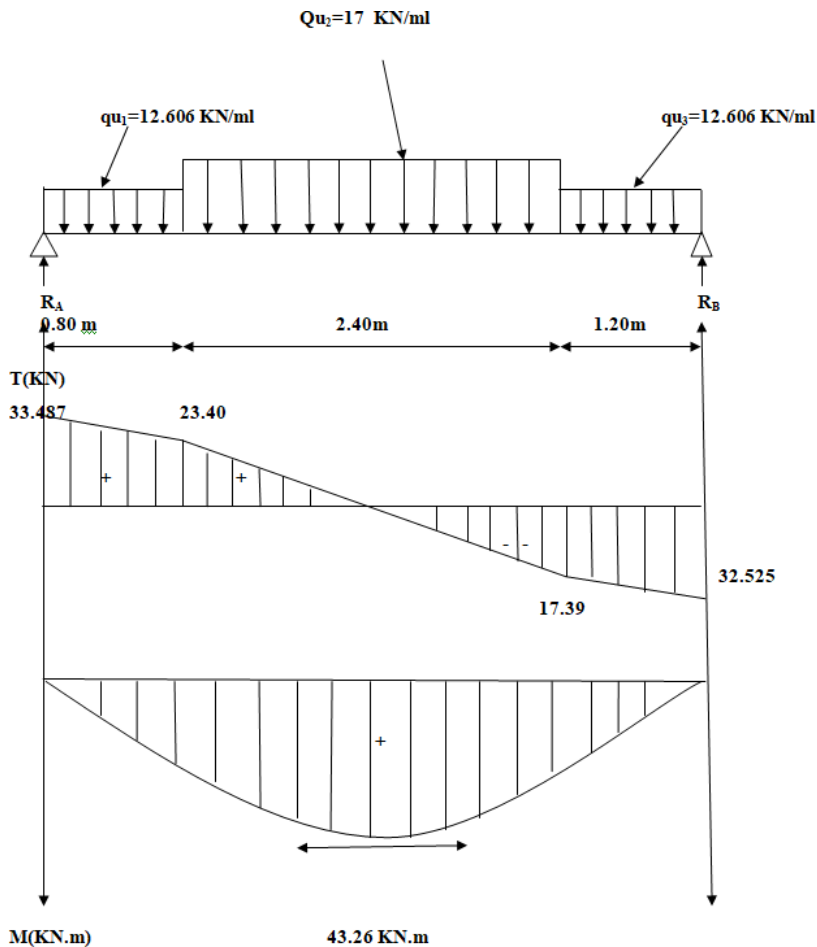


Fig. III.22. Diagramme des efforts internes à l'ELU.

➤ **Remarque :**

Afin de tenir en compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{max} aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis :**

$$M_u = M_a = (-0.3) M_{max} = (-0.3) \times (43.26)$$

$$M_a = -12.978 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_u t = M_t = (0.85) M_{max} = (0.85) \times (43.26)$$

$$M_t = 36.77 \text{ KN.m}$$

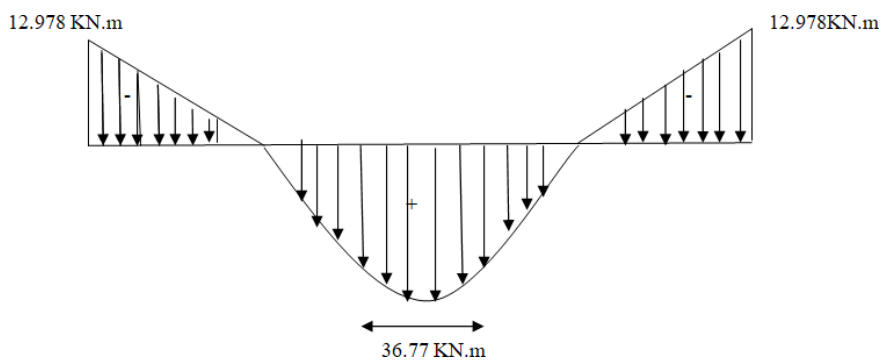
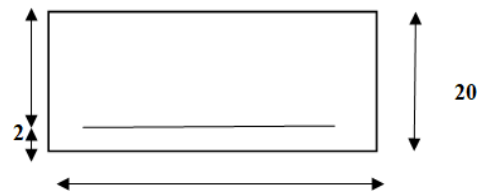


Fig. III.23. Diagramme des moments fléchissant (ELU)

➤ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le calcul se fera pour une bande de 1ml de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédant.

$$B = 100 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}, H = 20 \text{ cm}$$



1- **Armatures principales :**

• **Aux appuis : $M_a = 12.978 \text{ KN.m}$**

$$\mu_{ua} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.978 \times 1000}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\mu_{ua} = 0.028 < \mu = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0.028 \longrightarrow \beta = 0.986$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d^2 \cdot f_{su}} = \frac{12.978 \times 1000}{0.986 \times 18 \times 348} = 2.10 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.10 \text{ cm}^2$ on opte pour : **6HA10 = 4.71 cm^2** .

Avec un espacement de: $St = b - 2c / n - 1$. **$St = 20 \text{ cm}$**

- **En travée : $M_t = 36.77 \text{ KN.m}$**

$$\mu_{ut} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{36.77 \times 1000}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.08$$

$$\mu_{ut} = 0.153 < \mu = 0.392 \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0.08 \longrightarrow \beta = 0.958$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{36.77 \times 10^3}{0.958 \times 18 \times 348} = 6.127 \text{ cm}^2$$

$A_t = 6.127 \text{ cm}^2$ on opte pour **6HA12 = **6.78 cm²** avec **St = 20 cm**.**

2- Armatures de répartition :

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 30 cm**.

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 30 cm**.

➤ Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité :(Art A. 4. 2,1/BAEL91)

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{min} \geq 0.23 \cdot 18 \cdot 100 \cdot \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :

$$A_{sa} = 4.71 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

2. Espacement des barres :(BAEL91 : Art A.8.2, 42)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

a. Armatures principales :

$$St_{max} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{3 \times h, 33\text{cm}\} \quad St_{max} \leq 33 \text{ cm.}$$

Sur appuis : $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots$ Condition vérifiée.

En travée : $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots$ Condition vérifiée.

b. Armatures de répartition :

$$St_{max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{4 \times h, 45\text{cm}\}.$$

Sur appuis : $St = 30 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

En travée : $St = 30\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

3. Vérification de la contrainte tangentielle :(BAEL91/modifiées99 : Art A.5.1,2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left[\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right]$$

$$V_{\max} = 33.487 \text{ KN.}$$

τ_u : La contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{33.487 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.186 \text{ MPA} \leq \tau_u = \frac{0,2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4. Influence de l'effort tranchant sur le béton :(Art A.5.1.313/BAEL 91modifiées 99)

$$T_u^{\max} \leq \frac{0.4 f_c}{\gamma_s} a b \quad \text{avec } a = 0.9d$$

$$T_u^{\max} = 33.487 \text{ KN} \leq \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 10^{-1} \times 0.9 \times 18 \times 100 = 1080 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

5. Influence de l'effort tranchant sur les armatures : art(A.5.1.312) BAEL91 ;

$$A_{st_{\min}} \text{ ancré} \geq \frac{V_{u \max}}{\gamma_{st}} = \frac{33.487 \times 1000}{348 \times 100} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$A_{st_{\min}} \text{ ancré} = 4.71 \geq 0.96 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

6. Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A.6.13)BAEL91/)

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \Psi_s \times f_{t28}; \quad \tau_{se} = \frac{33.487 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 6 \times 12} = 0.914 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.914 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

7. Longueur de scellement :

Sur la longueur d'ancrage L_s , la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$L_s = \frac{\phi_e}{4 \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

8. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)

Les règles d BAEL 91 modifiée 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par

un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L_c est au moins égale

0.4 l_s pour les aciers HA.

$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.90 \text{ cm}$

On prend : $L_c = 20 \text{ cm}$

4.3.4. Ferrailage et calcul des efforts a l'ELS :

➤ **Calcul des réactions d'appuis :**

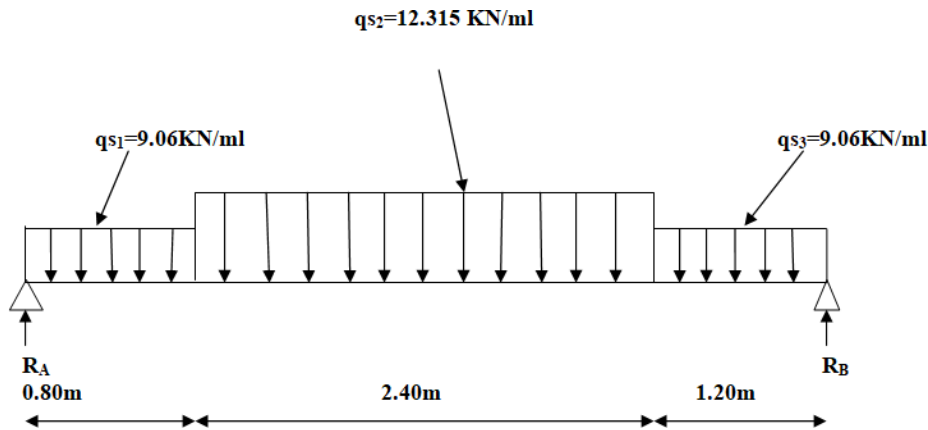


Fig.III.24. :Schéma statique (ELS)

D'après les formules de la RDM :

- $F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (0.80 \times 9.06) + (2.40 \times 12.315) + (1.20 \times 9.06) = 47.676 \text{ KN}$

$R_A + R_B = 47.676 \text{ KN}$

- $\sum M/A = 0$

$$\Rightarrow R_B \times (1.20 + 2.40 + 0.80) - [9.06 \times 1.20 \times (\frac{1.20}{2} + 2.40 + 0.80)] - [12.315 \times 2.40 \times (\frac{2.40}{2} + 0.80) - [9.06 \times 0.80 \times (\frac{0.80}{2})] = 0$$

$4.4R_B - 41.31 - 59.112 - 2.89 = 0$

$4.4R_B = 103.312$

$\Rightarrow R_B = 23.48 \text{ KN}$

$R_A + R_B = 47.676 \text{ KN}$

$\Rightarrow R_A = 24.196 \text{ KN}$

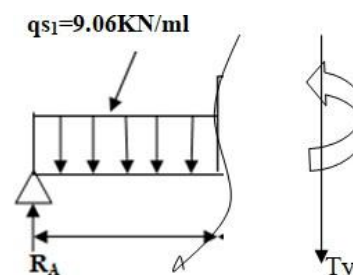
➤ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

- **1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 0.80 \text{ m}$:**

$T(x) = R_A - q_{s1}(x)$

$T(x) = 24.196 - 9.06 x$

$X = \begin{cases} 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 24.196 \text{ KN.} \end{cases}$



$$X = 0.80 \text{ m} \rightarrow T(0.80) = 16.948 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_A(x) - q_{S1}(x^2/2) = 24.196x - 9.06(x^2/2)$$

$$X = \begin{cases} 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$X = \begin{cases} 0.80 \text{ m} \rightarrow M(0.80) = 16.457 \text{ KN.m} \end{cases}$$

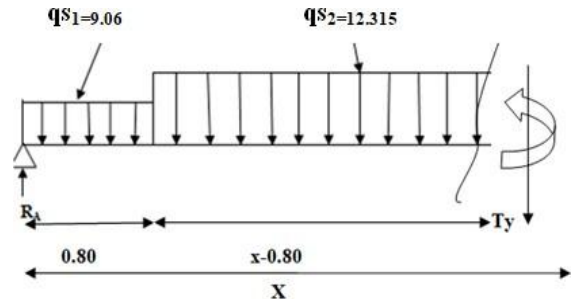
• 2^{eme} tronçon 0.80m ≤ X ≤ 3.20m :

$$T(x) = R_A - q_{S1}(0.8) - q_{S2}(x-0.8)$$

$$T(x) = 24.196 - 9.06(0.8) - 12.315(x-0.80)$$

$$X = \begin{cases} 0.80 \rightarrow T(0.80) = 16.948 \text{ KN} \end{cases}$$

$$X = \begin{cases} 3.20 \rightarrow T(3.20) = -12.608 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M(x) = R_A(x) - q_{S1} \times 0.80(x - 0.80/2) - q_{S2}/2 (x-0.80)^2$$

$$M(x) = 24.196(x) - 9.06 \times 0.80(x - 0.4) - 12.315/2 (x - 0.80)^2$$

$$X = \begin{cases} 0.80 \text{ m} \rightarrow M(0.80) = 16.457 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$X = \begin{cases} 3.20 \text{ m} \rightarrow M(3.20) = 21.665 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• 3^{eme} tronçon: 0 ≤ x ≤ 1.20m :

$$T(x) = -R_B - q_{S3}(x)$$

$$T(x) = -23.48 + 9.06 x$$

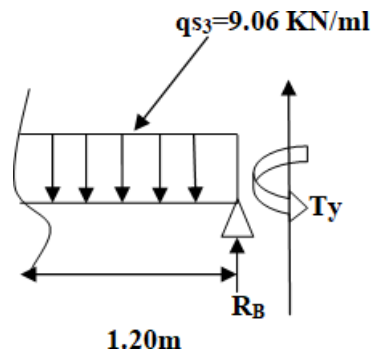
$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -23.48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X = 1.20 \text{ m} \rightarrow T(1.20) = -12.608 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B(x) - q_{S3}(x^2/2) = 23.48x - 9.06(x^2/2)$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X = 1.20 \text{ m} \rightarrow M(1.20) = 21.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$



➤ Calcul du moment max:

$$T(x) = 0$$

$$24.196 - 9.06(0.8) - 12.315(x - 0.8) = 0$$

$$X = 2.176 \text{ € } [0.8 ; 3.2]$$

$$M(x) = R_A(x) - q_{S1} \times 0.80(x - 0.80/2) - q_{S2}/2 (x-0.80)^2$$

$$D'où M_{max} = M(2.176) = 28.119 \text{ KN.m}$$

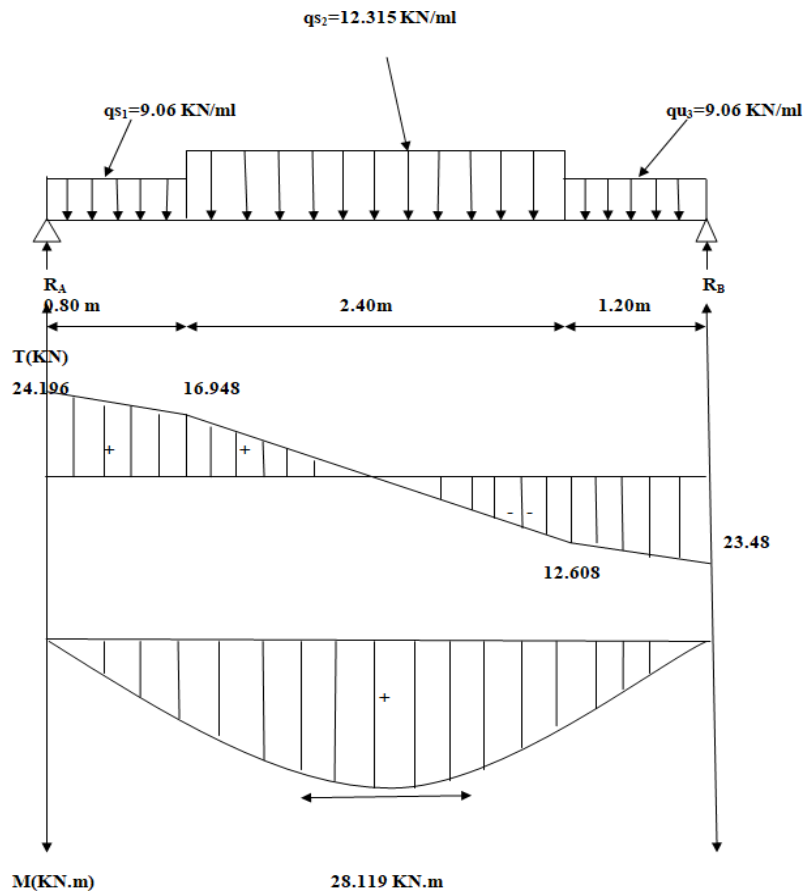


Fig. III.25. Diagramme des efforts internes à l'ELS.

➤ Remarque :

Afin de tenir en compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{max} aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• Moment en appuis :

$$M_u = M_a = (-0.3) M_{max} = (-0.3) \times (28.119)$$

$$M_a = -8.435 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée :

$$M_u t = M_t = (0.85) M_{max} = (0.85) \times (28.119)$$

$$M_t = 23.90 \text{ KN.m}$$

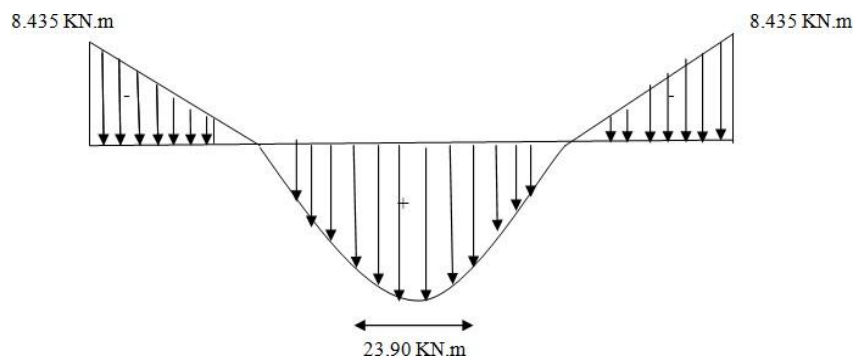


Fig. III.26. Diagramme des moments fléchissant(ELS)

➤ **Vérification à l'ELS :**

a. État limite de résistance du béton à la compression (BAEL91 : Art A.4.5,2) :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

a)-Aux Appuis : Ma=8.435 KN.m, As=4.71 cm²

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 18} = 0.261$$

$\rho=0.261 \implies \beta = 0.919 ; K_1=46.73 ; K=1/K_1=0.021$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{A \times \beta \times d} = \frac{8.435 \times 10^3}{4.71 \times 0.919 \times 18} = 108.26 \text{ MPa} < 400 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,021 \times 108.26 = 2.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

b)-En travée: Mt=23.90 KN.m

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 18} = 0.376$$

$\rho=0.376 \implies \beta = 0.905 ; K_1=37.63 ; K=1/K_1=0.026$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A \times \beta \times d} = \frac{23.90 \times 10^3}{6.78 \times 0.905 \times 18} = 216.39 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_s = K \cdot \sigma_s = 0.026 \times 216.39 = 5.626 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b. Etat limite de déformation (La flèche) :

Les règles (Art. B.6.8./BAE 91 modifiée 99), précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \implies \frac{20}{l} = 0.045 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$

- $h \geq \frac{Mt}{I} \Rightarrow 0.045 < (23.90/10 \times 28.119) = 0.0849 \dots\dots\dots$ condition non vérifiée

I 10M0

-

- $$\frac{At}{bd f_c} \leq \frac{4.2}{100 \times 18} \Rightarrow \frac{6.78}{400} = 0.003 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Dans notre cas les 2 premières conditions n'est pas vérifiée

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \max \cdot l^4}{E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4400}{500} = 8.8 \text{ mm} ; \quad L=440 \text{ cm}$$

Ev: Module de déformation différée

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{28}} = 10818.86 \text{ MPA} ;$$

$$q_s \max = \max (9.06 ; 12.315) \text{ KN/ml} = 12.315 \text{ KN/ml}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = b/3(v_1^3 + v_2^3) + 15At (v_2 - c_2)^2$$

Sxx' : Moment statique de la section homogène

B0 : Surface de la section homogène

$$S_{xx}' = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st} d ; \quad B_0 = bh + 15A_{st}$$

$$V_1 = S_{xx}' / B_0 = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 6.78} = 10.38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 20 - 10.38 = 9.62 \text{ cm}$$

$$I_0 = (10.38^3 + 9.62^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6.78 (9.62 - 2)^2$$

$$I_0 = 72860.61 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12.315 \times 4.4^3 \times 10^7}{384 \times 10818.86 \times 72860.61} = 0.76 \text{ mm}$$

Donc $f = 0.76 \text{ mm} < \bar{f} = 8.8 \text{ mm} \Rightarrow$ condition vérifié

➤ L'escalier sera ferrailé comme suit :

- Aux appuis :
 - Armatures principale : 6HA10 ; St=20 cm
 - Armatures de répartition : 4HA8 ; St=30cm

- En travée :
 - Armatures principale : 6HA12 ; St=20 cm
 - Armatures de répartition : 4HA8 ; St=30cm

III.5) Calcul de la poutre palière :

a) Pré dimensionnement :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3.15m (entre nus d'appuis).

➤ **La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :**

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \quad l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

$$\frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10} \Rightarrow 21\text{cm} \leq h_t \leq 30\text{cm}$$

On prend $h_t = 30\text{cm}$

➤ **La largeur b est donnée par la relation suivante :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend $b = 25\text{cm}$

Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

Le RPA exige que

$$\begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On a :

$$\begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

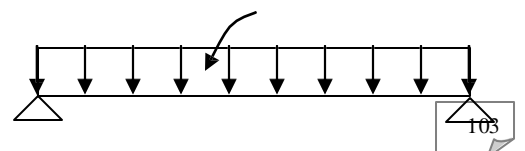
$$\frac{30}{25} = 1.2 \leq 4$$

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

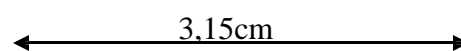
b) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur $G_M = (3.06-0.30) \times 2.36 = 6.51 \text{ KN/ml}$
- poids total $G_t = G_p + G_M = 8.385$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 33.487 \text{ KN}$

- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 24.196 \text{ KN}$



44.80 KN/ml

**Fig.III.27.**Schéma statique à l'ELU.

- **Combinaison de charge et surcharge :**
ELU : $q_u = 1.35G_t + T_u = 1.35 \times 8.385 + 33.487$
 $q_u = 44.80 \text{ KN/ml}$
ELS : $q_s = G_t + T_s = 8.385 + 24.196$
 $q_s = 32.58 \text{ KN/ml}$

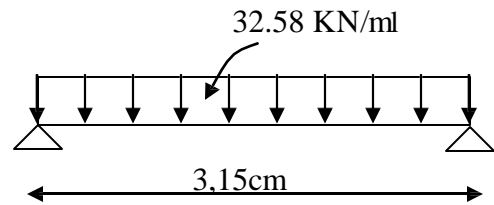


fig.III.28.schéma statique a l'ELS

➤ **Calcul à l'ELU :**

a) **Calcul des efforts internes :**

➤ **Réaction d'appuis :**

$$\sum F = 0$$

$$R_A = R_B = q_u \cdot l / 2 = (44.80 \times 3.15) / 2$$

$$R_A = R_B = 70.56 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{44.80 \times 3.15^2}{8} = 55.56$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{44.80 \times 3.15}{2} = 70.56 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_0 = -16.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_0 = 47.22 \text{ KN.m}$$

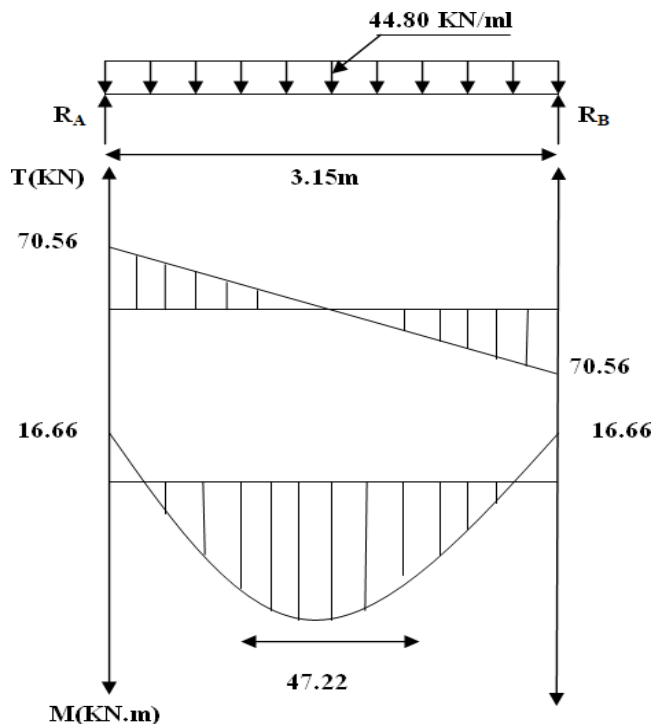


Figure III.29 : Diagramme des efforts interne à l'ELU

➤ **Ferraillage à l'ELU :**

• **Calcul des armatures :**

a) Aux appuis : Ma=16.66KN.m

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2f_{bc}} = \frac{16.66 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.06 \leq \mu_1 = 0.392 \implies \text{SSA}$$

Du tableau on tire $\beta = 0.969$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.66 \times 10^3}{0.969 \times 28 \times 348} = 1.76 \text{ cm}^2$$

Aa=1.76cm² Soit 3HA 10= 2.35cm²

b) En travée : Mt=47.22 KN.m

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2f_{bc}} = \frac{47.22 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.170 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{SSA}$$

Du tableau on lit $\beta = 0.953$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{47.22 \times 10^3}{0.953 \times 28 \times 348} = 5.08 \text{ cm}^2$$

At= 5.08 cm² Soit 4HA14 = 6.15 cm²

NB : le RPA(Art7.5.2.1) exige que le pourcentage totale des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit de 0.5pourcant en toute section d'où :

$$A_{total} = 4HA14 + 3HA10 = 6.15 + 2.35$$

Atotal=8.5cm²>0.005xbxh=3.75 cm²....condition vérifiée.

➤ **vérification à l'ELU :**

a-Condition de non fragilité :

On doit avoir : $A_s \geq A_{min} = 0.23 bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées :

$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.84$ **Condition vérifiée.**

$A_t = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.84$ **Condition vérifiée**

b.Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99ArtA.6.1, 21) :

On a: $T_{max} = 70.56 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{70.56 \times 10^3}{250 \times 280} = 1.008 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.008 \text{ Mpa} < \tau_u = \text{Min} [3.33, 5] \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont Pas nécessaires.

c-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99ArtA.6.1,21):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$.

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

Avec : $\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 14 = 175.84 \text{ cm}$.

$T(\max) = R_{A3} = R_B = 70.56 \text{ KN}$.

$$\tau_{se} = \frac{70.56 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 175.84} = 1.59 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d-Longueur de scellement :

Longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

Avec : $\tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \implies L_s = 50 \text{ cm}$$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est $L_t = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$.

e-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- Influence sur le béton :

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 280 \times 250 \times 10^{-3}}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$T_u^{\max} = 70.56 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- Influence sur les armatures :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{70.56 \times 10^3}{348} = 202.75 \text{ mm}^2$$

$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 2.027 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée,}$

f- diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi t < \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi l, \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{35} &= \frac{30}{35} = 0.857 \text{ cm} \\ \phi l &= 1.4 \text{ cm} \text{ On prend} \\ \frac{b_0}{10} &= \frac{25}{10} = 2.5 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \phi t = 8 \text{ mm.}$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre et d'un étrier, ce qui donne :

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

- espacement des armatures transversales S_t :

Les espacements seront donnés comme suit :

- Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura :

$$St_1 \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow St_1 \leq \min (25.2; 40\text{cm}) \implies St_1 = 25.2\text{cm} \text{ soit } St=20\text{cm}$$

- D'après le RPA2003 Art 7.5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :
 - **la zone nodale** : $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$
 - **En dehors de la zone nodale** : $St \leq \frac{h}{2}$

Ce qui donne :

- $St \leq \min (7.5 ; 16.8) \Rightarrow St = 7.5\text{cm. (Zone nodale)}$
- $St = \frac{30}{2}=15\text{cm}$; on prend $St = 15 \text{ cm}$ (en dehors de la zone nodale)

➤ **Calcul à l'ELS :**

➤ **Réaction d'appuis :**

$$\sum F = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = (32.58 \times 3.15) / 2$$

$$R_B = R_A = 51.31 \text{ KN}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{32.58 \times 3.15^2}{8}$$

$$M_0 = 40.41 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_s = R_A = R_B$$

$$T_s = 51.31 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment corrigée**

$$M_{sa} = -0.3M_s = -12.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 34.35 \text{ KN.m}$$

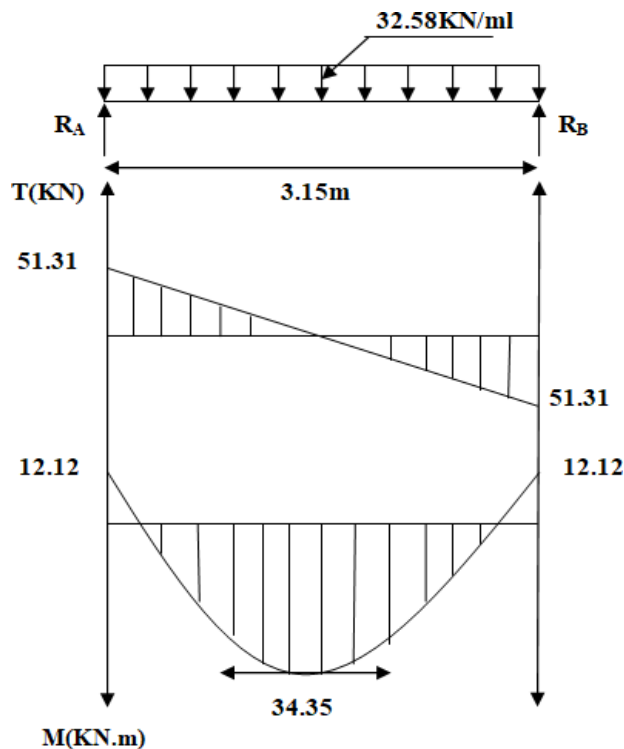


Fig.III.30. Diagramme des efforts interne à l'ELS

➤ **Vérification à ELS :**

a. Etat limite de compression du béton :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

- **Aux appuis : Ma=-12.12 KN.m**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335$$

$$\beta_1 = 0.910 \implies K_1 = 40.56 \implies K = 0.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{12.12 \times 10^6}{235 \times 0.910 \times 280} = 202.41 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0.02 \times 202.41 = 4.05 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée : Mt=34.35 KN.m**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.15}{25 \times 28} = 0.878$$

$$\beta_1 = 0.867 \implies K_1 = 22.59 \implies K = 0.044$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{A\beta d} = \frac{34.35 \times 10^6}{615 \times 0.867 \times 280} = 230.07 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0.044 \times 230.07 = 10.12 \text{MPa} < \sigma_b = 15 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.3.4)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

c- Etat limite de déformation :

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

$$H = 30 \text{ cm}$$

$$L = 315 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = 28 \text{ cm}$$

$$M_{ts} = 34.35 \text{ KN.m} \quad (\text{moment en travée à l'ELS})$$

$M_0 = 40.41 \text{ KN.m}$ (moment isostatique à l'ELS)

$A_t = 6.15 \text{ cm}^2$ (section d'armatures en travée)

✓ $\frac{H}{1} \geq \frac{1}{1} \implies 0.095 > 0.0625 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

✓ $\frac{L}{H} \geq \frac{16}{M_s} \implies 0.095 > 0.085 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{10M_0}{f_c} \implies 0.008 < 0.0105 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

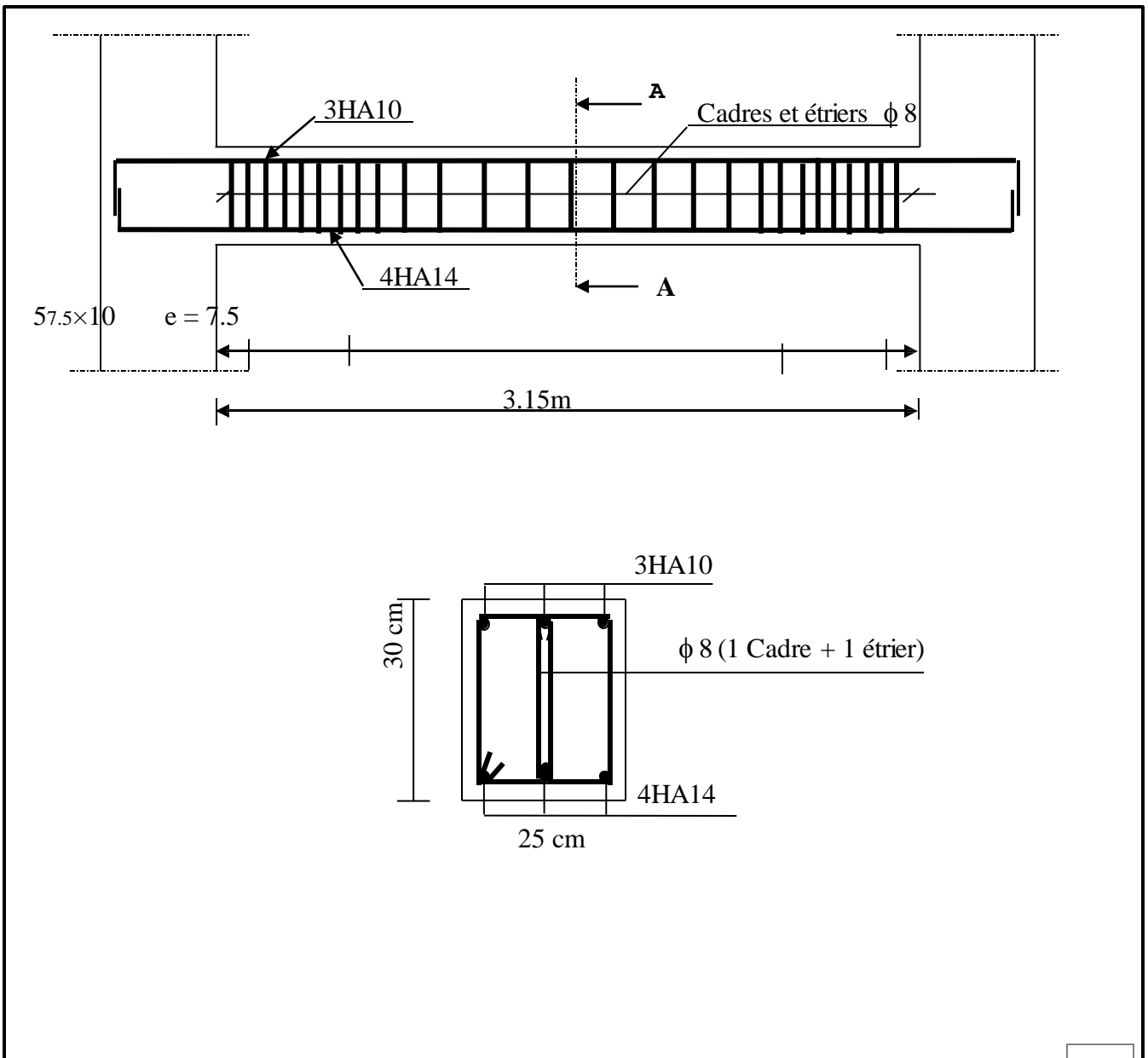
➤ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

➤ **Ferraillage de la poutre palière :**

- Aux appuis : $A_a = 3HA10$
- En travée : $A_t = 4HA14$

➤ **Plan de ferraillage de la poutre palière :**



- **Introduction :**

Un tremblement de terre (ou séisme) est un phénomène géologique qui provoque des vibrations de la surface de la terre. Ces secousses peuvent semer la mort en détruisant des habitations, des édifices publics, des barrages. Face à ces dégâts, une étude conformément aux règles exigées par le RPA est impérative afin d'assurer une protection acceptable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit. Pour notre projet, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**

IV.1. Description du logiciel ETABS: (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration..Etc...

IV.2. Méthode de calcul:

On distingue deux cas :

- **Etude statique:** c'est la détermination des efforts internes sous l'effet de charges verticales G et Q
- **Etude dynamique:** c'est la détermination des efforts internes sous l'effet de charges horizontales dus au séisme (E), selon le RPA99/version 2003, il existe trois méthodes :
 - La méthode statique équivalente.
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode, on doit vérifier certains critères suivant le RPA99/ version 2003

➤ **Méthode statique équivalente :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ **La méthode dynamique modale spectrale :**

La méthode dynamique modale spectrale à pour but de déterminer pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, pour les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV-3- Modélisation de la structure :

- **Etapes de modélisation :** Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

➤ **Condition d'application :**

Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone IIa → CNV → **H= 18,36m < 65m**

la méthode statique équivalente n'est pas applicable, On opte donc pour la **méthode dynamique modale spectrale**.

• **Charge dynamique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique)**. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

L'application **RPA99** permet

➤ **Données à introduire dans l'application:**

- **Zone :IIa**
- **Groupe d'usage : 2**
- **Coef comportement : 5** Mixte portique/voile avec interaction
- **Site : S3** (site meuble).
- **Facteur de qualité(Q) : 1.2**
- **Amortissement : 8.5%**

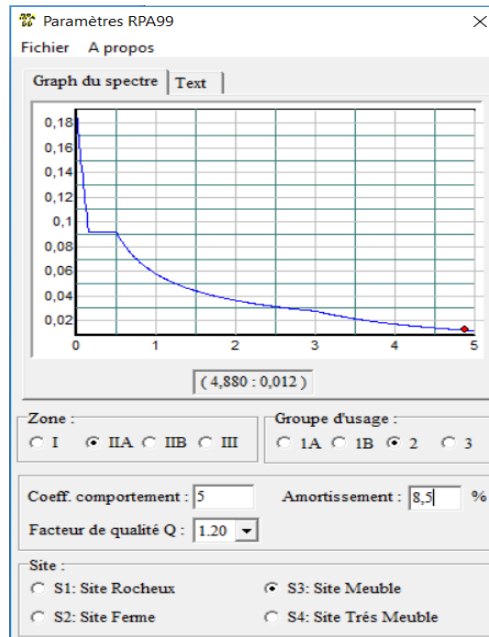


Figure IV.1. Spectre de calcul.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet Text.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → Response Spectrum Functions → Spectrum From File

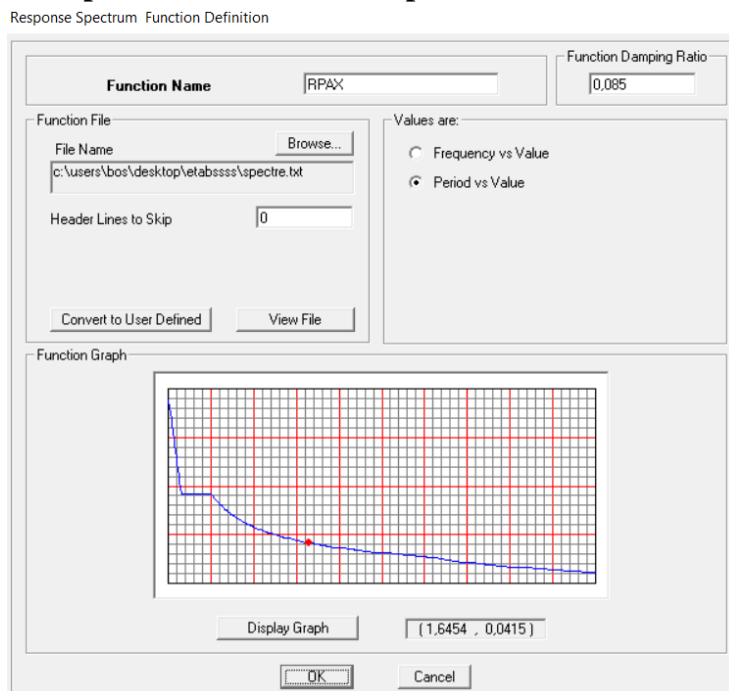


Figure IV.2 : Introduction du spectre de réponse

Function Name (nom de spectre): **RPAX**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **Ex** et **Ey** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Response Spectrum Cases → Add New case

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name EX

Structural and Function Damping
Damping 0.085

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
f1 f2

Directional Combination
 SRSS ABS Orthogonal SF
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPAX	10.
U2		
UZ		

Excitation angle 0.

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05
Override Diaph. Eccen.

Figure IV.3 : Définition du chargement EX et EY (séisme).

- **Affectation des charges aux plancher :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque plancher et on introduit le chargement qui lui revient en cliquant sur :

Assign → shellload → uniforme load

Uniform Surface Loads

Load Case Name 0 **Units** KN-m

Uniform Load
Load 1.5
Direction Gravity

Options
 Add to Existing Loads
 Replace Existing Loads
 Delete Existing Loads

Figure IV.4 : chargement des plancher

Dans la case **Load Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Uniform Load**.

- **Combinaison d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons des états limites :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Combinaison poids : $G + \beta Q = : G + 0.2Q$

β : Coefficient de pondération avec $\rightarrow \beta = 0.2$ donné par le tableau (4. 5) du RPA

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G \pm Q \pm E$

0,8GE : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define \rightarrow Load Combination \rightarrow Add New Combo

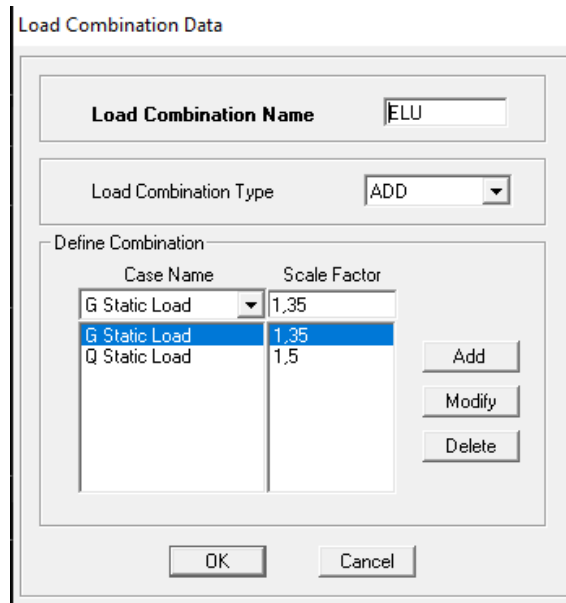


Figure IV.5 :Introduction des combinaisons d'actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

• **Conditions aux appuis :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis) pour la structure modélisée.

• **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans le sol, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds à la base puis on clique sur :

Assign \rightarrow Joint/Point \rightarrow Restraints

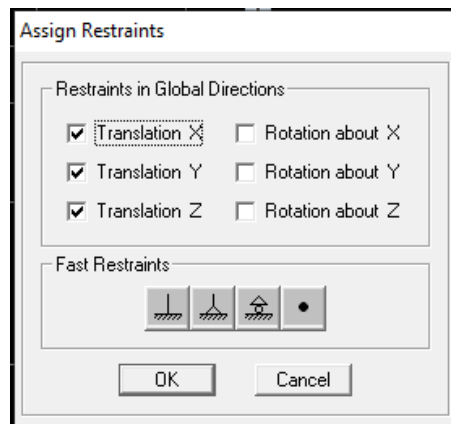


Figure IV.6 : Encastrement des appuis

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation **Mass-Source**.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente.

On donne la valeur de β (**0,2 dans notre cas**) suivant la nature de la structure.

- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/Point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm**

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

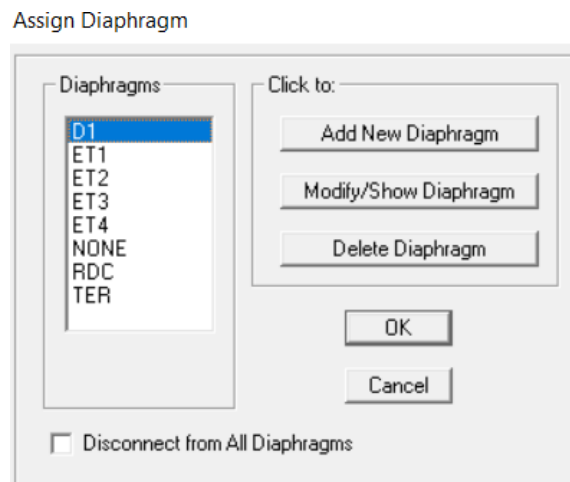


Figure IV.7 : le diaphragme

- **Analyse et visualisation des résultats :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

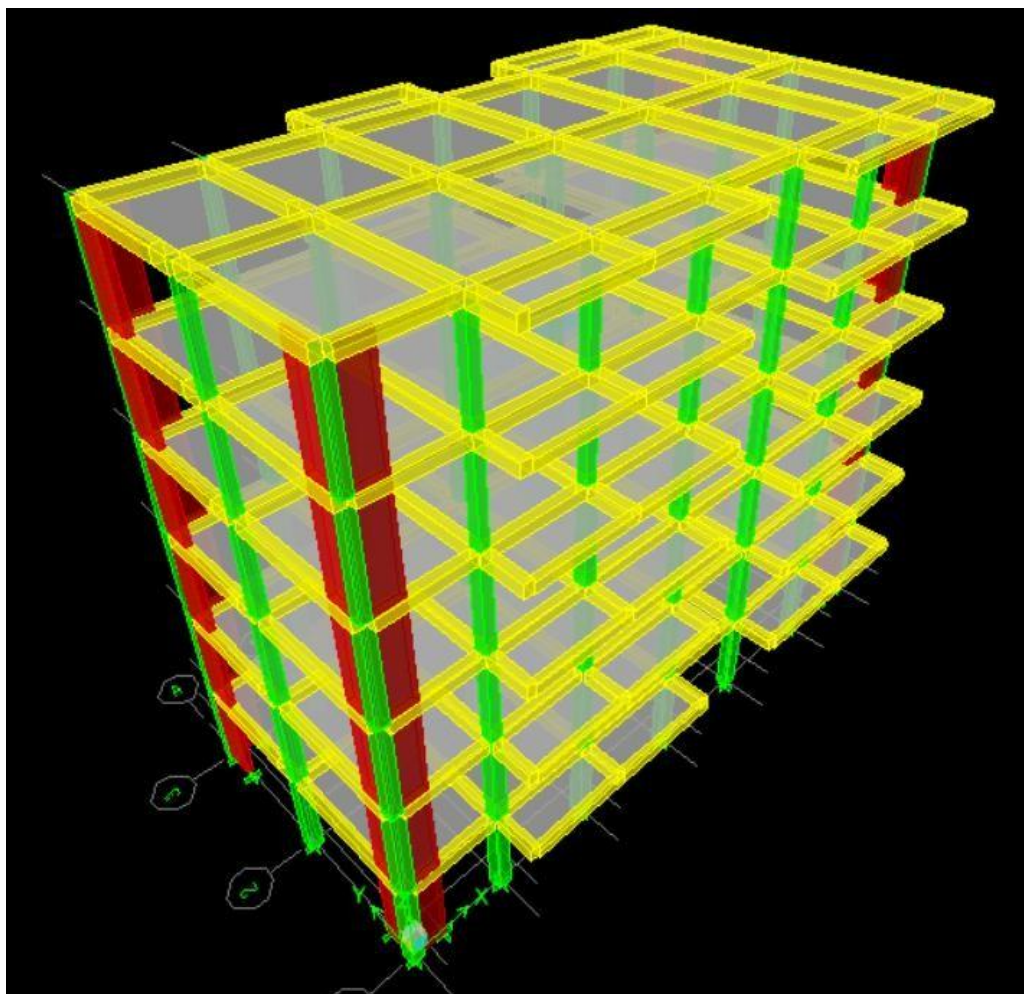


Figure IV.8 : Modèle 3D de la structure.

1. Vérification des modes de vibration :

Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ
1	0,721331	0,0109	73,0739	0,0000	0,2742
2	0,659263	73,1877	0,0215	0,0000	0,4747
3	0,534198	0,4674	0,2611	0,0000	71,4960
4	0,218616	0,0005	13,8493	0,0000	0,0345
5	0,203845	13,9461	0,0006	0,0000	0,0098
6	0,148736	0,0051	0,0298	0,0000	15,1841
7	0,100496	0,0002	6,1878	0,0000	0,0107
8	0,096607	6,0089	0,0003	0,0000	0,0001
9	0,065368	0,0037	0,0141	0,0000	5,5683
10	0,062958	0,9659	0,0000	0,0000	0,0215
11	0,061141	0,2112	0,0007	0,0000	0,0182
12	0,060440	0,0128	0,0042	0,0000	0,2655
13	0,058861	0,0006	0,0084	0,0000	0,2433
14	0,057103	0,0800	0,0008	0,0000	0,3920
15	0,055870	0,0007	3,2063	0,0000	0,0005
16	0,051222	1,2866	0,0004	0,0000	0,0068
17	0,050413	0,8343	0,0001	0,0000	0,0161
18	0,048097	0,0012	0,0000	0,0000	0,0000

Tableau IV.1. : vérification des modes de vibration

- 1^{er} mode est une translation suivant yy' : $U_y = 73,1877\% > 50\%$ Condition vérifiée
- 2^{ème} mode est une translation suivant xx' : $U_x = 73,0739\% > 50\%$ Condition vérifiée
- 3^{ème} mode est une rotation suivant zz' : $R_z = 71,4960\% > 50\%$ Condition vérifiée

2. Vérification de la participation massique :

Mode	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,0109	73,0739	0,0000
2	73,1986	73,0954	0,0000
3	73,6661	73,3565	0,0000
4	73,6665	87,2058	0,0000
5	87,6126	87,2063	0,0000
6	87,6178	87,2362	0,0000
7	87,6180	93,4240	0,0000
8	93,6269	93,4243	0,0000
9	93,6306	93,4384	0,0000
10	94,5965	93,4384	0,0000
11	94,8077	93,4392	0,0000
12	94,8204	93,4434	0,0000
13	94,8210	93,4518	0,0000
14	94,9010	93,4526	0,0000
15	94,9018	96,6589	0,0000
16	96,1884	96,6593	0,0000
17	97,0227	96,6594	0,0000

Tableau IV.2. Vérification de la participation massique

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir du 8^{ème} mode suivant x et à partir du 7^{ème} mode suivant y :

- $SUMU_x = 93,6269 > 90\%$
- $SUMU_y = 93,4240 > 90\%$

3. vérification de l'effort normale réduit aux niveau des poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003})$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Pour extraire les efforts dans les poteaux, on commence par sélectionner ces derniers ensuite on clique sur : **Display / Show tables / Analysis results / frame output / Frame Forces / column forces.**

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

N_d (KN)	b (m)	v	Observation
1015,26	0,40	0,25	C.V
652,78	0,35	0,213	C.V
298,22	0,30	0,13	C.V

Tableau IV.3. :Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

4. Vérification de l'excentricité : (Art 4.2.7 / RPA 99 version 2003)

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

Soit :

CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

On doit vérifier que :

- **Suivant X-X :** $|CM - CR| \leq 5\% LX \rightarrow |CM - CR| \leq 0.05 \times 20,05 = 1,00m$
- **Suivant Y-Y :** $|CM - CR| \leq 5\% Ly \rightarrow |CM - CR| \leq 0.05 \times 9,10 = 0,455 m$

Niveau	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique	
	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	E_x	E_y
RDC	10,388	4,466	10,038	4,652	0,35	-0,186
01	10,395	4,464	10,052	4,714	0,343	-0,25
02	10,401	4,461	10,063	4,757	0,338	-0,296
03	10,407	4,459	10,069	4,788	0,338	-0,329
04	10,398	4,402	10,071	4,803	0,327	-0,401
terrasse	10,398	4,433	10,069	4,786	0,329	-0,353

Tableau IV.4. Centre de Torsion et Centre de Masse de la Structure

Les résultats de calcul de l'excentricité révèlent que l'excentricité théorique pour chaque niveau est inférieure à l'excentricité accidentelle.....**Condition vérifiée.**

5. Justification du système de contreventement :

Les efforts revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel, à l'aide de l'option « **Section Cut** »

On clique sur **Display/ Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison nécessaire (**G ou EX ou EY**).

Puis **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considère.

- En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **column, Beam** nous aurons l'effort repris par les voiles.

➤ **Sous charges verticales :**

- $\%N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$
- $\%N_{portiques} = 100 - \%N_{voiles}$

• **Charges verticales reprise par les voiles et les portiques a la base :**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-15,236	-8,7496
End Point	14,6622	-8,7496

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-0,2869	-8,7496	0,	0,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	7,780E-12	-7,307E-12	12216,4817	-7,738E-12	7,417E-12	-11769,575
Moment	162972,488	-130774,98	-1,309E-10	-156870,91	126135,054	1,313E-10

Buttons: Close, Refresh

• **Charges verticales reprise par les voiles :**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-15,236	-8,7496
End Point	14,6622	-8,7496

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-0,2869	-8,7496	0,	0,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-0,5813	11,4353	1770,8616	0,5813	-11,4353	-1648,4616
Moment	23305,8046	-20188,518	124,2696	-21677,934	18926,3414	-124,2696

Buttons: Close, Refresh

- Charges verticales reprises par les voiles =14,49%
- Charges verticales reprises par les portiques =85,51%

• **Sous charges horizontales :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_X et E_Y) :

Sens x-x :

- **Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques :**

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-14,9763	-8,5502
End Point	14,5615	-8,3842

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-0,2074	-8,4672	0,	0,3219

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	727,4421	10,0108	8,508E-12	727,4421	10,0108	8,414E-12
Moment	134,3142	9417,1141	9902,8569	134,3142	9417,1141	9902,8569

Close Refresh

- **Charges horizontales reprise par les voiles :**

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-14,9763	-8,5502
End Point	14,5615	-8,3842

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-0,2074	-8,4672	0,	0,3219

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	496,229	6,816	6,5811	496,229	6,816	6,5811
Moment	72,8535	2933,513	6754,2511	72,8535	2933,513	6754,2511

Close Refresh

- Effort horizontal repris par les voiles = **68,21 %**
- Effort horizontal repris par les portiques = **31,79 %**

Sens y-y :

- **Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques :**

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-15,5157	-8,9235
End Point	14,5615	-8,7161

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-0,4771	-8,8198	0,	0,3951

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	8,4245	688,4797	3,543E-11	8,4245	688,4797	3,494E-11
Moment	8881,5645	112,2671	8647,0179	8881,5645	112,2671	8647,0179

- **Charges horizontales reprise par les voiles :**

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-15,5157	-8,9235
End Point	14,5615	-8,7161

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-0,4771	-8,8198	0,	0,3951

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	6,3629	477,3343	35,0555	6,3629	477,3343	35,0555
Moment	930,3951	461,5116	6177,9719	930,3951	461,5116	6177,9719

- Effort horizontal repris par les voiles = **69,33%**
- Effort horizontal repris par les portiques = **30,67%**

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus, nous avons constaté que les voiles reprennent moins de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales ; et les portiques reprennent plus de **25%** des sollicitations dues aux charges horizontales dans les deux sens, cela nous ramène à dire que la structure est assurée par **un système de contreventement mixte avec interaction voiles-portiques (R = 5)**

6. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8V/V_t**.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4-1 RPA 99).

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone IIa} \end{array} \right\} \mathbf{A = 0.15}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, dépend du type de contreventement **R = 5**

W : poids total de la structure. $\longrightarrow \mathbf{W = 12607,63 \text{ KN}}$

D : facteur d'amplification dynamique il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement(η) et la période fondamentale de la structure(T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Art 4.2.3 RPA 99 / V 2003}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (tableau 4.7 RPA 99/ V 2003).

$T_2 = 0.5s$ (S3 : site meuble).

T = 0,72s

$$\eta \neq \frac{7}{(2+\xi)} \geq 0.7$$

Equation (4.3) Art 4.2.3 RPA99/V 2003

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**tableau 4.2 RPA 99/ V 2003**).

$$\xi = 8.5\% \rightarrow \eta = 0,816$$

D'où :

$$\mathbf{D = 1,59}$$

Q : facteur de qualité de la structure, il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $\mathbf{Q=1+\Sigma Pq}$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Critères q	Observé/non	p _q
1. condition minimales sur les fils de contreventement	non	0.05
2. redondance en plan	non	0.05
3. régularité en élévation	non	0.05
4. régularité en plan	non	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0

$$\mathbf{Q = 1,20}$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \rightarrow V = \frac{0,15 \times 1,59 \times 1,20}{5} \times 12607,63$$

$$\mathbf{V = 721,66 \text{ KN}}$$

Sens	VMSE (KN)	0.8VMSE(KN)	V _t (KN)	Observation
X	721,66	577,3	727,48	vérifié
Y			688,49	vérifié

7. Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l'article 5.10 RPA 99 /2003 les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau ($k-1$) est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ avec : } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement

On clique sur : **Display / Show tables / results / Displacement/ Diaphragm center of mass displacement** pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison nécessaire (Ex ou Ey).

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens X :

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%×h (m)	Observation
Terrasse	0,0116	5	0,058	0,009	0,03	Vérfié
ET4	0,0098	5	0,049	0,011	0,03	Vérfié
ET3	0,0077	5	0,038	0,011	0,03	Vérfié
ET2	0,0054	5	0,027	0,012	0,03	Vérfié
ET1	0,0030	5	0,015	0,01	0,03	Vérfié
RDC	0,0010	5	0,005	0,005	0,03	Vérfié

Sens Y :

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%×h (m)	Observation
terrasse	0,0131	5	0,0655	0,01	0,0306	Vérfié
ET4	0,0111	5	0,0555	0,012	0,0306	Vérfié
ET3	0,0087	5	0,0435	0,0135	0,0306	Vérfié
ET2	0,0060	5	0,03	0,0135	0,0306	Vérfié
ET1	0,0033	5	0,0165	0,011	0,0306	Vérfié
RDC	0,0011	5	0,0055	0,0055	0,0306	Vérfié

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tout les niveaux : **(Art 5.9 RPA 99/version 2003)**

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K,

V_k : effort tranchant de l'étage k,

h_k : hauteur de l'étage K,

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

Si $0.1 < \theta < 0.2$: Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta > 0.2$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donnés dans le ci-dessous :

Niveau	P (Kn)	h_k (m)	Sens X			Sens Y		
			V_k (Kn)	Δ_k (m)	θ_k	V_k (Kn)	Δ_k (m)	θ_k
terrasse	1991,97	3,06	224,61	0,009	0,026	216,37	0,01	0,03
Et4	4049,24	3,06	389,42	0,011	0,037	369,67	0,012	0,042
ET3	6158,71	3,06	525,37	0,011	0,042	496,81	0,0135	0,054

ET2	8268,19	3,06	627,23	0,012	0,051	592,63	0,0135	0,061
ET1	10437,91	3,06	693,66	0,01	0,049	655,30	0,011	0,057
RDC	12607,63	3,06	727,48	0,005	0,028	688,49	0,0055	0,032

$\theta_k < 0,1$ dans les deux sens donc les effets du second ordre sont négligés.

8. Déplacement maximal (la flèche) :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifiée la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

f = la flèche admissible.

h_t = la hauteur totale du bâtiment

$$f = \frac{18,36}{500} = \mathbf{0,036 \text{ m}}$$

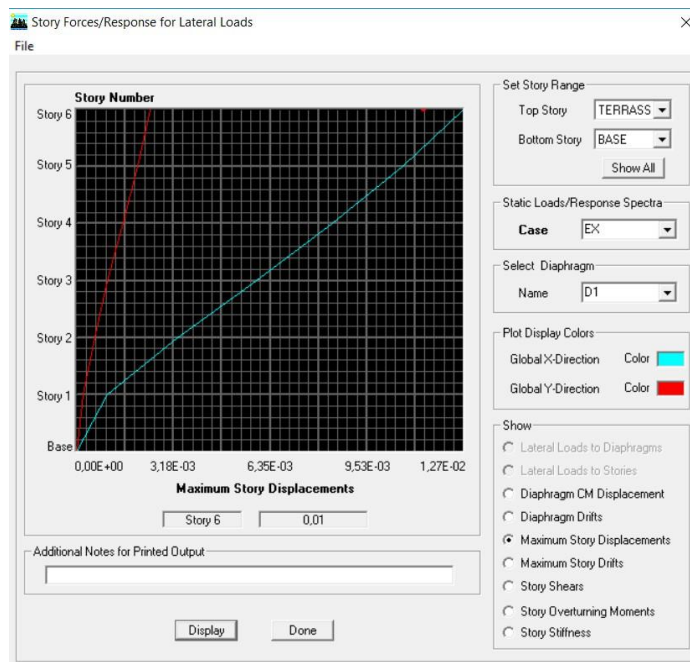
Détermination de déplacement maximal avec ETABS

- Dans le sens longitudinal x-x :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → Show Story Response Plots

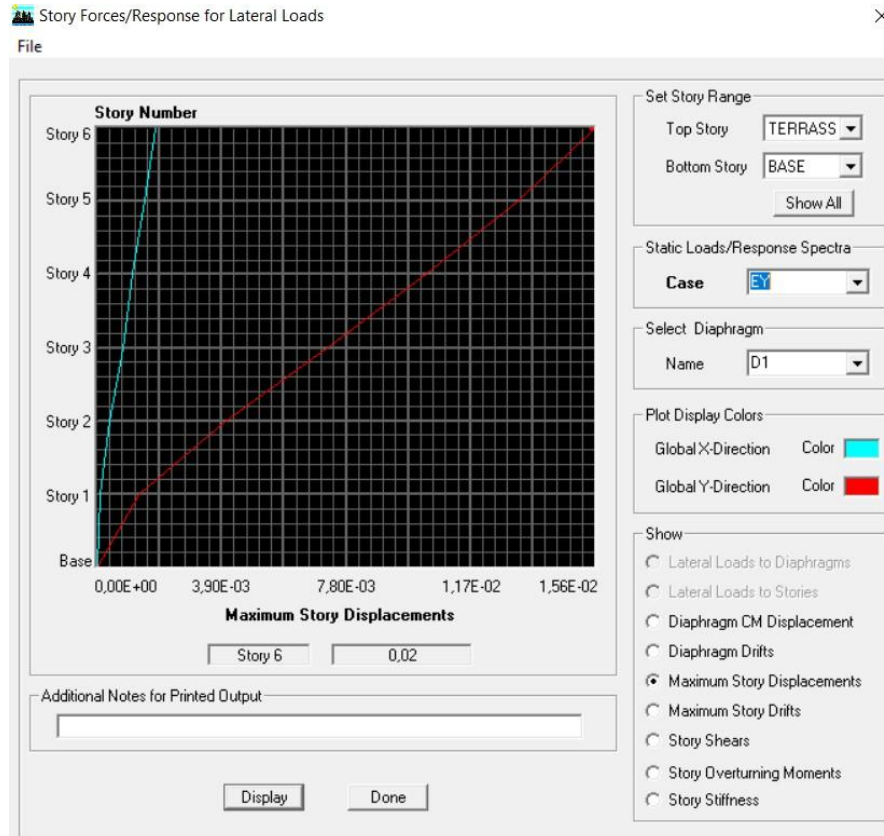
Une fenêtre s'affichera et elle doit être remplie comme indiqué sur l'image :



Déplacement max suivant X

- Dans le sens transversal y-y :

On le détermine de même manière, on remplaçant la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement



Déplacement max suivant Y

• **Résultats trouvés :**

- **Déplacement maximal dans le sens x-x :**

$$\delta_{\max} = 0,01 < f = 0,036 \text{ m}$$

- **Déplacement maximal dans le sens y-y :**

$$\delta_{\max} = 0,02 < f = 0,036 \text{ m}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible. → **Condition vérifiée**

Conclusion :

Toutes les vérifications vis-à-vis du RPA 99 version 2003 sont satisfaites, on peut donc passer à l'analyse de la structure, et ainsi extraire les efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer la structure.



CHAPITRE IV



CHAPITRE V

V.1.Ferraillage des poutres:

Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferrillées en flexion simple à l'ELU sous la combinaison la plus défavorable ci dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

V.1.1 Recommandation de RPA pour le ferraillage des poutres :

➤ Armatures longitudinales :

1) Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

-Poutres principales de (30x40) : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$

-Poutres secondaires de (30x35) : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25\text{cm}^2$

2) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

-Poutres principales de (30x40) : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2$

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2$$

-Poutres secondaires de (30x35) : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$$

3) La longueur minimale de recouvrement est de 40cm (zone IIa).

4) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

5) On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

➤ Armatures transversales :

1) La quantité minimal des armatures transversales et donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

2) L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.2. Calcul des armatures :

➤ Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times F_{bu}}$$

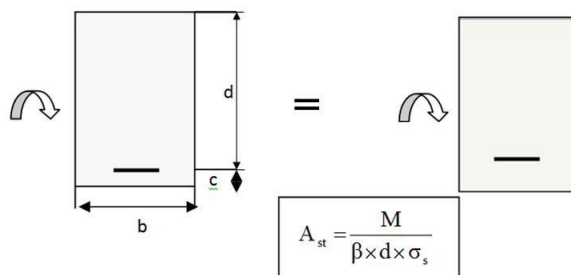
➤ Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites,

et à **0.379** pour les combinaisons accidentelles du RPA.

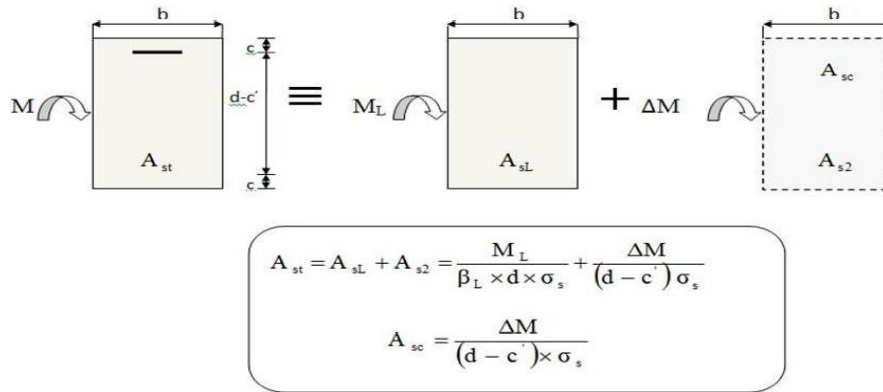
On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

- Si $\mu \leq \mu_l$ Section simplement armée (SSA) :



- Si $\mu \geq \mu_l$ Section doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives



Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenus par les calculs et le schéma ci-dessous.

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

Exemple de calcul : Poutre principale 30 x 40 (**ZONE I**)

Les sollicitations : M_t M_a

$M_t = 34,505$ KN m (ELU) } **(0.8G+EY) et (G+Q+EY) et ELU**
 $M_a = -75,889$ KN m (G+Q+EY) }

$b = 30$ cm $h = 40$ cm $d = 38$ cm $f_{bc} = 21,7$ MPa $\sigma_{st} = 400$ MPa

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{75,889 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 21,7} = 0,080 < \mu_l = 0,379$$

→ **La section est simplement armée.**

tableau
 $\mu_u = 0,080 \implies \beta = 0,958$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{75,889 \times 10^3}{0,958 \times 38 \times 400} = 5,21 \text{ cm}^2$$

• **Aux Travee :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{34,505 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 21,7} = 0,056 < \mu_l = 0,392$$

→ **La section est simplement armée.**

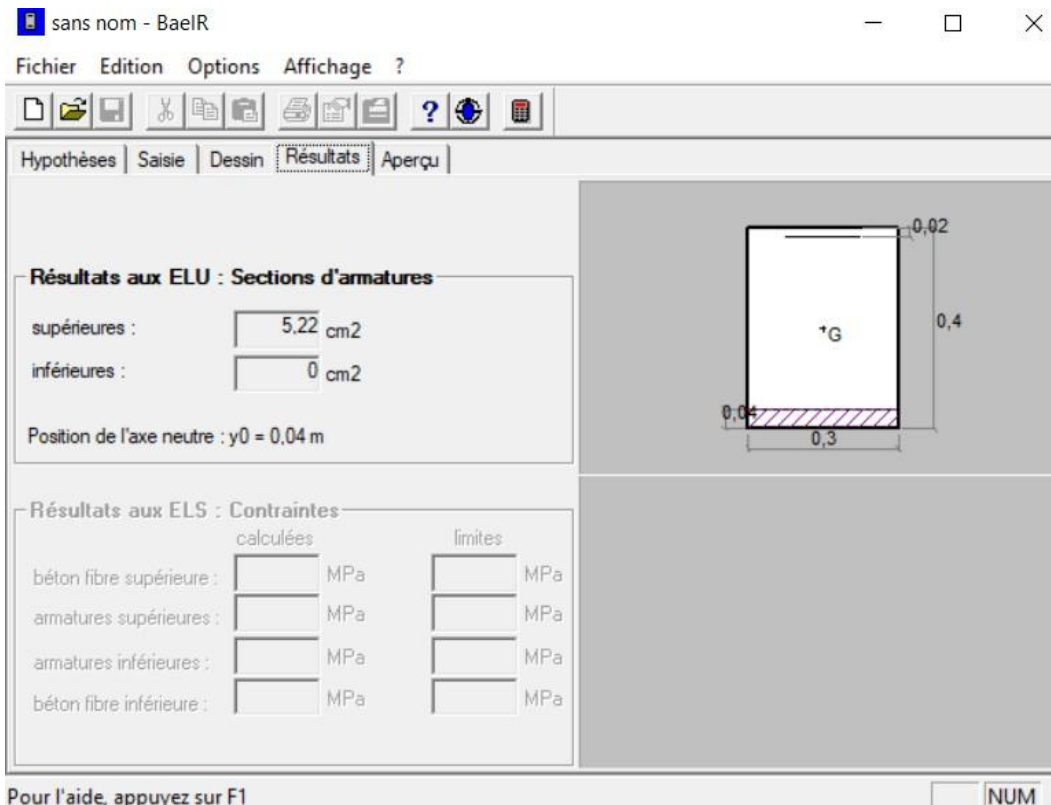
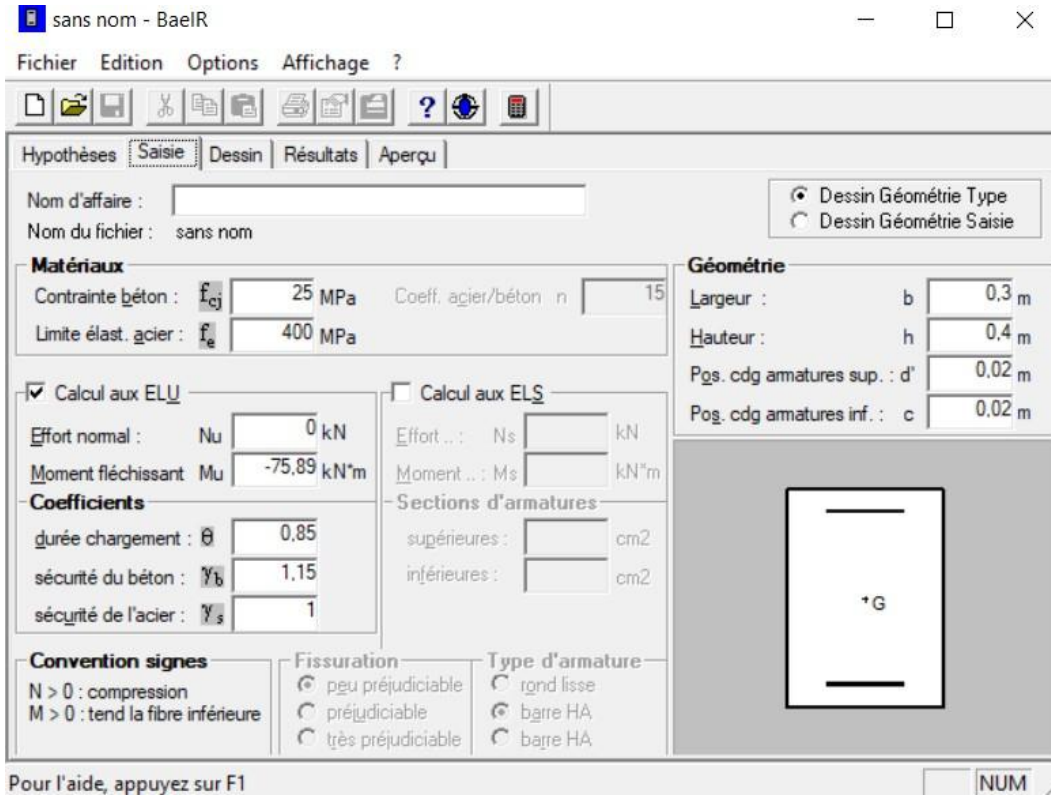
tableau
 $\mu_u = 0,056 \implies \beta = 0,971$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{34,505 \times 10^3}{0,971 \times 38 \times 400} = 2,69 \text{ cm}^2$$

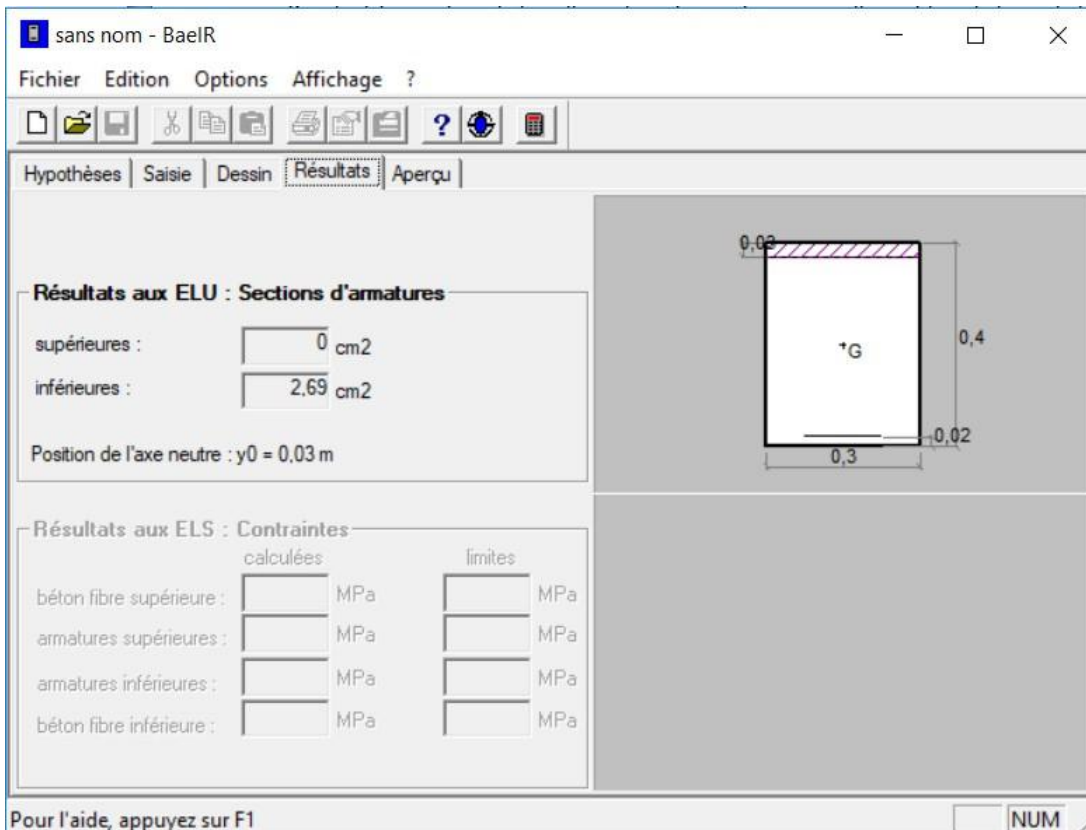
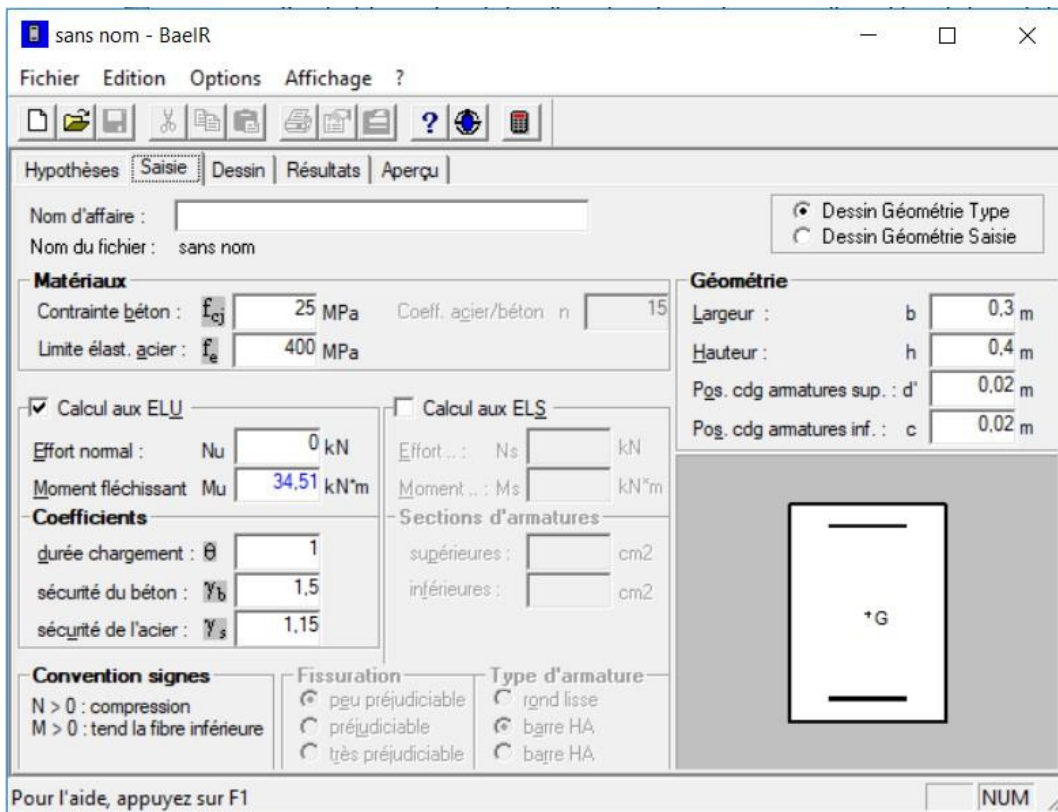
Le ferrailage se fera en situation la plus défavorable

Pour la détermination du ferrailage des autres sections nous allons utilisés le logiciel de calcul « **SOCOTEC** ».

Situation courante :



Situation accidentelle :



➤ **Poutre principales :**

- **Poutres principales non adhérents aux voiles :**

	Mu(KN.m)	COMB	OBS	AS	Amin	A adoptée	
ZONE I	Mt=34,505	ELU	SSA	2,69	6	6,03	3HA16
	Ma=-75,889	G+Q+EY	SSA	5,22		6,03	3HA16
ZONE II	Mt=35,718	ELU	SSA	2,79		6,03	3HA16
	Ma=-77,444	G+Q+EY	SSA	5,33		6,03	3HA16
ZONE III	Mt=39,81	ELU	SSA	3,12		6,03	3HA16
	Ma=-65,332	G+Q+EY	SSA	4,46		6,03	3HA16

Tableau V.1. :Ferrailage des Poutres principales non adhérents aux voiles

- **Poutres principales adhérents aux voiles :**

	Mu(KN.m)	COMB	OBS	AS	Amin	A adoptée	
ZONE I	Mt=77,584	0,8G+EY	SSA	5,34	6	6,03	3HA16
	Ma=-101,8	G+Q+EY	SSA	7,12		8,01	3HA14+ 3HA12
ZONE II	Mt=77,659	0,8G+EY	SSA	5,35		6,03	3HA16
	Ma=-105,363	G+Q+EY	SSA	7,38		8,01	3HA14+ 3HA12
ZONE III	Mt=51,554	0,8G+EY	SSA	3,49		6,03	3HA16
	Ma=-86,297	G+Q+EY	SSA	5,97		8,01	3HA14+ 3HA12

Tableau V.2:Ferrailage des Poutres principales adhérents aux voiles

➤ **Poutres secondaires :**

- **Poutres secondaires non adhéres aux voiles :**

	Mu(KN.m)	COMB	OBS	AS	Amin	A adoptée	
ZONE I	Mt=29,627	G+Q+EX	SSA	1,98	5,25	6,03	3HA16
	Ma=-35,386	G+Q+EX	SSA	2,37		6,03	3HA16
ZONE II	Mt=30,437	G+Q+EX	SSA	2,04		6,03	3HA16
	Ma=-37,231	G+Q+EX	SSA	2,5		6,03	3HA16
ZONE III	Mt=22,269	G+Q+EX	SSA	1,48		6,03	3HA16
	Ma=-29,668	G+Q+EX	SSA	1,98		6,03	3HA16

Tableau V.3:Ferrailage des Poutres secondaires adhéres aux voiles

- **Poutres secondaires adhéres aux voiles :**

	Mu(KN.m)	COMB	OBS	AS	Amin	A adoptée	
ZONE I	Mt=66,529	G+Q+EX	SSA	4,55	5,25	6,03	3HA16
	Ma=-91,787	0,8G+EX	SSA	6,38		6,88	3HA14+ 2HA12
ZONE II	Mt=60,029	0,8G+EX	SSA	4,09		6,03	3HA16
	Ma=-96,677	G+Q+EX	SSA	6,74		6,88	3HA14+ 2HA12
ZONE III	Mt=43,014	G+Q+EX	SSA	2,9		6,03	3HA16
	Ma=-80,173	G+Q+EX	SSA	5,53		6,88	3HA14+ 2HA12

Tableau V.4:Ferrailage des Poutres secondaires adhéres aux voiles

V.1.3. Vérification :

1) Vérification à ELU:

➤ Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91):

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F:

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

Poutres principales de (30x40) : $\longrightarrow A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires de (30x35): $\longrightarrow A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$

\longrightarrow Condition vérifiée

➤ Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.1/BAEL91V99) :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

Poutres	Poutre principales	Poutres secondaires
Tu x 10 ³ (N)	83,64	85,35
b (mm)	300	300
d (mm)	380	330
τu (MPa)	0,73	0,86
τū(MPa)	3,33	3,33
Observation	Vérifié	Vérifié

Tableau V.5 : Vérification aux cisaillements.

➤ Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

	Tu (KN)	(Tū)(KN)	Observation
Poutres principales non adhéres au voiles	83,64	684	Vérifié
Poutres secondaires non adhéres au voiles	28,61	594	Vérifié
Poutres principales adhéres au voiles	69,92	684	Vérifié
Poutres secondaires adhéres au voiles	85,35	594	Vérifié

Tableau V.6 : Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis

➤ **Vérification d'adhérence et de l'entraînement des barres (ArtA.6.1.3 BAEL91 modifiée99) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

Avec : $\sum U_i = n \times \pi \times \phi$

Poutres principales non adhérees aux voiles : $(3 \times 16) \times \pi = 150,72\text{mm}$

Poutres secondaires non adhérees aux voiles : $(3 \times 16) \times \pi = 150,72\text{mm}$

Poutres principales adhérees aux voiles : $(3 \times 14 + 3 \times 12) \times \pi = 244,92\text{mm}$

Poutres secondaires adhérees aux voiles : $(3 \times 14 + 2 \times 12) \times \pi = 207,24\text{mm}$

	Tu (KN)	$\tau(se)$ (MPa)	$\bar{\tau}_e$ (MPa)	Observation
Poutres principales non adhérees aux voiles	83,64	1,62	3,15	Vérifié
Poutres secondaires non adhérees aux voiles	28,61	0,64		Vérifié
Poutres principales adhérees aux voiles	69,92	0,83		Vérifié
Poutres secondaires adhérees aux voiles	85,35	1,38		Vérifié

Tableau V.7 : Vérification de l'entraînement des barres

➤ **Ancrage des armatures :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \text{ avec } \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

Pour $\phi = 12\text{mm} \leftrightarrow L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$

Pour $\phi = 14\text{mm} \leftrightarrow L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Pour $\phi = 16\text{mm} \leftrightarrow L_s = \frac{16 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur La car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée.

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale **0.4L_s** pour les aciers HA.

Pour $\phi = 12\text{mm}$ $L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.32 = \mathbf{16\text{cm}}$.

Pour $\phi = 14\text{mm}$ $L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = \mathbf{20\text{cm}}$.

Pour $\phi = 16\text{mm}$ $L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 56.43 = \mathbf{22\text{cm}}$.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

- **Poutres principales :**

Calcul des espacements :

- ✓ **Zone nodale (appuis) :**

$$St \leq \min (h / 4 ; 12\phi) = \min (40 / 4 ; 12 \times 1,4) = \min (10 ; 16,8) = 10 \text{ cm .}$$

Soit : $St = 10 \text{ cm}$.

- ✓ **Zone courante (travée) :**

$$St \leq H/2 = 20 \text{ cm}$$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi t \leq \min\{h/35 ; \phi 1 ; b/10\} \quad \phi t \leq \min\{400/35 ; 16 ; 300/10\}$$

$$\phi t \leq \min\{11,4 ; 16 ; 30\} = 11,4 \text{ mm}$$

Soit : $\phi t = 8 \text{ mm}$ $At = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Poutres secondaire :**

Calcul des espacements :

- ✓ **Zone nodale (appuis) :**

$$St \leq \min (h / 4 ; 12\phi) = \min (35 / 4 ; 12 \times 1,4) = \min (8,75 ; 16,8) = 8,75 \text{ cm .}$$

Soit : $St = 7 \text{ cm}$.

- ✓ **Zone courante (travée) :**

$$St \leq H/2 = 17,5 \text{ cm}$$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi t \leq \min\{h/35 ; \phi 1 ; b/10\} \quad \phi t \leq \min\{350/35 ; 16 ; 300/10\}$$

$$\phi t \leq \min\{10 ; 16 ; 30\} = 10 \text{ mm}$$

Soit : $\phi t = 8 \text{ mm}$ $At = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée $L' = 2xh$.

Poutre principale : $L' = 2x40 = 80 \text{ cm}$.

Poutre secondaire : $L' = 2x35 = 70 \text{ cm}$.

Pourcentage minimum des armatures transversales :

Il faut vérifier que : $A_{adopté} > A_{min} = 0.003 \cdot St \cdot b$

Poutre principale : $A_{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

Poutre secondaire : $A_{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifié 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T - \frac{Mu}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de

l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal a :

$$A_s > \left(T_{max} - \frac{M_{max}}{0,9d} \right) \gamma_s / f_e$$

	TU(KN)	Mu (KN.m)	$T - \frac{Mu}{0,9d}$	Observation
Poutres principales non adhérents aux voiles	83,64	77,444	-142,80 < 0	C.V
Poutres secondaires non adhérents aux voiles	28,61	37,231	-96,74 < 0	C.V
Poutres principales adhérents aux voiles	69,92	105,363	-238,15 < 0	C.V
Poutres secondaires adhérents aux voiles	85,35	96,677	-240,16 < 0	C.V

Tableau V.8: influence de l'effort tranchant sur les armatures.

2) **Vérifications à ELS:**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats des contraintes sont donnés par le logiciel « SOCOTEC » :

➤ **Poutres principales :**

	M_s (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
ZONE I	$M_t = 24,996$	6,03	3,96	122,4	15	348
	$M_a = -37,686$	8,01	5,42	141		
ZONE II	$M_t = 25,87$	6,03	4,1	126,7		
	$M_a = -38,93$	8,01	5,6	145,7		
ZONE III	$M_t = 29,046$	6,03	4,6	142,3		
	$M_a = -39,817$	8,01	5,73	149		

Tableau V.9: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP).

➤ **Poutres Secondaires :**

	$M_s(\text{KN.m})$	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{st}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{st}(\text{MPa})$
ZONE I	$M_t=10,138$	6,03	2,03	57,6	15	348
	$M_a=-16,507$	6,88	3,16	82,7		
ZONE II	$M_t=16,975$	6,03	3,4	96,4		
	$M_a=-27,85$	6,88	5,33	139,6		
ZONE III	$M_t=19,35$	6,03	3,87	109,9		
	$M_a=-32,527$	6,88	6,22	163,1		

Tableau V.10: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS).

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

Calcul de la flèche :

La valeur de la flèche sera extraite du logiciel ETABS dans les deux sens

$$f = \frac{L}{500}$$

- **Poutres principales:** $L = 4.70\text{m}$

	f (cm)	f (cm)	OBS
Zone I	0.076	0.94	CV
Zone II	0.056		CV
Zone III	0.053		CV

Tableau V.11: Vérification de la flèche (PP).

- **Poutres secondaires:** $L = 3,65\text{m}$

	f (cm)	f (cm)	OBS
Zone I	0.0063	0.73	CV
Zone II	0.010		CV
Zone III	0.018		CV

Tableau V.12: Vérification de la flèche (PS).

V.2. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux sera calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et le moment correspondant

V.2.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003 :

➤ Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
 - Le diamètre minimal est de **12[cm]**
 - longueur minimale de recouvrement $L_R = 40\Phi_L^{min}$ zone II_A
 - La distance entre les barres longitudinales, dans une façade poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone II_a.
 - Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.
 - Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont:
- **Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,8% × b × h (en zone IIa) :**
 - Poteau(40×40)..... $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$
 - Poteau (45×45)..... $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$
 - Poteau (30×30)..... $A_{min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$
 - **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% × b × h (en zone IIa) :**
 - Poteau (40×40)..... $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
 - Poteau (35×35)..... $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$
 - Poteau (30×30)..... $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$
 - **Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% × b × h (en zone IIa) :**
 - Poteau (40×40)..... $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
 - Poteau (35×35)..... $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
 - Poteau (30×30)..... $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

V.2.2. Calcul des armatures à l'ELU :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivant :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

$$\text{Calcul du centre de pression : } e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

1. Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d-c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.08 \frac{c'}{h} \right] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Détermination des armatures:

$$\mu = \frac{-M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec : μ : moment réduit

• 1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_l = 0.379 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

• 2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_l = 0.379 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On calcul : $M_r = \mu_l \cdot b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_R : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature:

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d-c') - M_f > [0.337h - 0.81 \frac{c}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

- **1^{er} cas :**

Si : $N_u \times (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc}$ → la section est doublement armée.

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f \times (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_s} - \frac{N_u \times b \times h \times c}{\sigma_s} \quad A_1'$$

- **2^{eme} cas :**

Si : $N_u \times (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) b \times h^2 \times f_{bc}$ → la section est simplement armée.

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N_u - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \psi = \frac{0.3751 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

3. Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad \text{cg} = \frac{h}{2} - c - e_u$$

La section d'armature :

$$A_{s_i} = \frac{N_u \cdot g}{(d-c) \sigma_{10}} \quad A_{s_s} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{s_i}$$

Avec :

$$\sigma_{10} : \frac{f_g}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0 \rightarrow$ excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état limite de stabilité de forme. la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$ avec :

B : aire de la section du béton seul

Le ferrailage sera fait par zone, comme suit :

- **Zone I** : RDC ; 1^{er} étage (poteaux 40×40)
- **Zone II** : 2^{ème} ; 3^{ème} étage (poteaux 35×35)
- **Zone III** : 4^{ème} étage; terrasse (poteaux 30×30)

Exemple de calcul : (Poteaux 40x40) :

$b = 40\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$; $d = h - c = 37\text{cm}$; $c = 3\text{cm}$

Les sollicitations : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

$$M_{\text{cor}} = 8,643 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = 156,59 \text{ KN (N effort de traction) } \left. \vphantom{N_{\min}} \right\} \text{ situation accidentelle (0.8G+EX)}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{8,643}{156,59} = 0.055 \text{ m}$$

$$\left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,17\text{m}$$

$$g = \frac{h}{2} - c - e_u = 0.115 \text{ m}$$

$$\left. \vphantom{e_u} \right\} e_u < \frac{h}{2} - c \Rightarrow \text{Section entièrement tendue}$$

• **La section d'armature :**

$$A_{\text{Sinf}} = \frac{N_u g}{(d-c)\sigma_{10}} \quad A_{\text{Sup}} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{\text{Si}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{Sinf}} = \frac{156,59 \times 10^3 \times 115}{(370-30)400} = 132,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{Sinf}} = 1,324 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Sup}} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{\text{Si}}$$

$$A_{\text{Sup}} = \left(\frac{156,59 \times 10^3}{400} \right) - 1,324 = 2,59 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{Sup}} = 2,59 \text{ cm}^2$$

Pour la détermination du ferrailage des autres sections nous allons utilisés le logiciel de calcul « **SOCOTEC** ».

Convention de signe : (effort de Compression : $N > 0$; effort de Traction $N < 0$)

Exemple de calcul par SOCOTEC :

Nous allons introduire les valeurs suivantes :

$b = 0.40\text{m}$; $h = 0.40\text{m}$; $c = 0.03\text{m}$; Situation accidentelle

Les sollicitations: $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux

Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton n

Limite élast. acier : f_g MPa

Calcul aux ELU Calcul aux ELS

Effort normal : Nu kN Effort ... : Ns kN

Moment fléchissant Mu kN*m Moment ... : Ms kN*m

Coefficients

durée chargement : θ

sécurité du béton : γ_b

sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Convention signes

N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature

rond lisse
 barre HA
 barre HA


Géométrie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pos. cdg armatures sup. : d' m

Pos. cdg armatures inf. : c m



Pour l'aide, appuyez sur F1 NUM

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

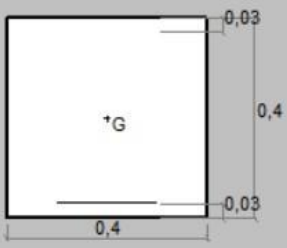
supérieures : cm²

inférieures : cm²

Section entièrement tendue.

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	<input type="text"/>	<input type="text"/>
armatures supérieures :	<input type="text"/>	<input type="text"/>
armatures inférieures :	<input type="text"/>	<input type="text"/>
béton fibre inférieure :	<input type="text"/>	<input type="text"/>



Pour l'aide, appuyez sur F1 NUM

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant (**Tableau V.2.1**) sont celle adoptées pour chaque zone tendue :

	sollicitation	combinaison	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix A (cm ²)
Zone I	N _{max} → M _{cor}	ELU	-1325,99	2,209	SEC	0	0	12,8	8HA16
	N _{min} → M _{cor}	0,8G+EX	156,59	8,643	SET	1,32	2,59		
	M _{max} → N _{cor}	0,8G+EY	-226,87	73,845	SPC	0	2,33		
Zone II	N _{max} → M _{cor}	ELU	-857,56	4,921	SEC	0	0	9,8	8HA14
	N _{min} → M _{cor}	0,8G+EX	-1,94	1,379	SPC	0	0,07		
	M _{max} → N _{cor}	0,8G+EY	-127,97	63,657	SPC	0	2,8		
Zone III	N _{max} → M _{cor}	ELU	-401,85	3,256	SEC	0	0	7,2	8HA12
	N _{min} → M _{cor}	0,8G+EY	17,92	1,079	SET	0,14	0,3		
	M _{max} → N _{cor}	G+Q+EY	-51,43	37,464	SPC	0	1,9		

Tableau V.13 : Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau

➤ **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

Le tableau si dessous (**Tableau V.2.3**) résume les sections totales adoptées pour tout les niveaux :

Section	A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
40x40	8HA16= 16,08	12,8	CV
35x35	8HA14 = 12,31	12,06	CV
30x30	8HA12 = 9,05	7,2	CV

Tableau V.14: Vérification de sections totales adoptées selon le RPA

• **Armatures transversales:**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

• **Espacement des armatures transversales:**

Selon l'article **7.4.22 du RPA99 modifié 2003** ; la valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone nodale : $S_t \leq 10\text{cm}$

En zone courante : $S_t \leq \min\{ b/2 ; h/2 ; 10\varphi_1 \} = \min\{ 15 ; 10 \times 1.2 \}$
 φ_1 : est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Soit :

En zone nodale $S_t = 10\text{cm}$
 En zone courante : $S_t = 10\text{cm}$

• **La section d'armatures transversales : Art 7.4.2.2.RPA 99/ver2003**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_t \times f_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e}$$

T_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement 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

L_f : la longueur de flambement ($L_f = 0.7 I_0$) ; I_0 : hauteur libre du poteau.

- Poteau (40×40) : $\lambda_g = 5,355$
 - Poteau (45×45) : $\lambda_g = 6,12$
 - Poteau (30×30) : $\lambda_g = 7,14$
- } $\lambda_g > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$

	Effort tranchant (KN)	Armatures transversales (cm ²)
		$S_t = 10\text{cm}$
Zone I	47,68	0,745
Zone II	42,61	0,66
Zone III	29,88	0,46

Tableau V.15 : Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone

• **La quantité d'armatures transversales minimale:**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit:

$$A_t = S_t \times b \text{ en } \%$$

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Zone (I+II+III) : $\lambda_g > 5 \rightarrow A_{min} = 0.003 S_t \times b$

	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$	Observation
Zone I	1,2	2.01	CV
Zone II	1,05	2.01	CV
Zone III	0,9	2,01	CV

Tableau V.16: Vérification des sections d'armatures transversales adoptées

On opte pour :

Zone I : 2 cadre $\varphi 8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4HA8$

Zone II: 2 cadre $\varphi 8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4HA8$

Zone III : 2 cadres $\varphi 8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4HA8$

- Longueur de recouvrement :

Pour le $\varphi 16 \Rightarrow L = 40\varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\varphi 14 \Rightarrow L = 40\varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Pour le $\varphi 12 \Rightarrow L = 40\varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

➤ Vérifications à l'ELU:

- Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Zone (I,II et III) $\lambda_g > 5 \rightarrow \rho_d = 0.075 \quad \bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$

	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Zone I	0.322	1,875	CV
Zone II	0.38		CV
Zone III	0.368		CV

Tableau V.17 : Vérification des contraintes tangentielles

➤ **Vérifications à l'ELS:**

- **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times f_{t28} \times \frac{e_s = 0.455 \times d}{f_e \quad e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

$e_s = \frac{M_s}{N_s}$ ➔ N_s, M_s : effort normal et moment fléchissant à l'état limite de SERVICE

	Sollicitation	Efforts normal (kn)	Moment (Kn.m)	A _{min} (cm ²)	OBS
Zone I	N _{max} → M _{cor}	-966,12	1,61	4,39	CV
	N _{min} → M _{cor}	-123,41	-0,701	4,39	CV
	M _{max} → N _{cor}	-290,81	19,345	4,41	CV
Zone II	N _{max} → M _{cor}	-624,93	3,59	3,32	CV
	N _{min} → M _{cor}	-57,74	-0,374	3,32	CV
	M _{max} → N _{cor}	-164,63	17,971	3,36	CV
Zone II	N _{max} → M _{cor}	-293,1	2,377	2,407	CV
	N _{min} → M _{cor}	-5	0,457	2,431	CV
	M _{max} → N _{cor}	-51,8	17,11	2,506	CV

Tableau V.18 : Récapitulatif des sections déterminées

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats des contraintes sont donnés par le logiciel « SOCOTEC » :

	sollicitation	N _s (KN)	M _s (KN)	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)		σ _{st} (MPa)		σ̄ _{bc} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)
						sup	inf	sup	inf		
Zone I	N _{max} → M _{cor}	-966,12	1,61	16,08	16,08	4,73	4,55	70,8	68,4	15	348
	N _{min} → M _{cor}	-123,41	-0,701			0,63	0,55	9,4	8,38		
	M _{max} → N _{cor}	-290,81	19,345			2,49	0,3	34,9	6,96		
Zone II	N _{max} → M _{cor}	-624,93	3,59	12,31	12,31	4,23	3,61	62,6	54,9		
	N _{min} → M _{cor}	-57,74	-0,374			0,39	0,33	5,83	5,03		
	M _{max} → N _{cor}	-164,63	17,971			2,64	0	35,4	-6,01		
Zone III	N _{max} → M _{cor}	-293,1	2,377	9,05	9,05	2,84	2,17	41,5	33,5		
	N _{min} → M _{cor}	-5	0,457			0,11	0	1,44	0,23		
	M _{max} → N _{cor}	-51,8	17,11			3,36	0	38,8	-54,2		

Tableau V.19 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées

V.3) Ferrailage des voiles :

V.3 .1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion compose sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanents (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire à des sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles nous avons constatés qu'il est possible d'adopter le même ferrailage

➤ Combinaison d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celles due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\begin{aligned} \circ \text{ Selon le BAEL 91} &\Rightarrow \begin{cases} ELU : 1.35G + 1.5Q \\ ELS : G + Q \end{cases} \\ \circ \text{ Selon le RPA révisé 2003} &\Rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \end{aligned}$$

➤ Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree sa base ; il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Voile élancé} & \frac{h}{l} \geq 1.5 \\ \checkmark \text{ Voile court} & \frac{h}{l} < 1.5 \end{aligned}$$

V .2) Ferrailages des voiles pleins :

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

1)-Exposé de la méthode :

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes :

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{B} \pm \frac{M V}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : inertie du voile.

V : bras de levier ($V = \frac{L_{voile}}{2}$).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d donnée par :

$$d \leq \min \left(h_e ; 2L_c \right) \quad (\text{Art -7-7-4. RPA 99})$$

$$\left(\frac{\quad}{2} \quad \frac{\quad}{3} \right)$$

Avec :

L_c : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur d'étage.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus.

2)- Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée et entièrement tendue (SEC et SET) :

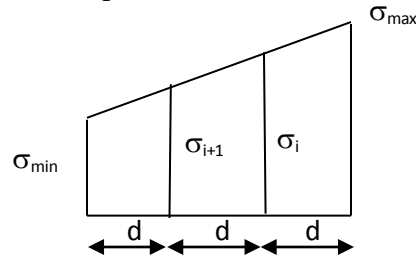


Fig V.1. Diagramme des contraintes (SEC et SET)

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_i \times e_{pot}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d_{i+1} \times e_v$$

$$N_{i+2} = \frac{\sigma_2}{2} \times d_{i+2} \times e_v$$

e_{pot} : épaisseur du poteau.

e_v : épaisseur du voile

3)- Détermination des armatures :

➤ Pour une section entièrement comprimée :

▪ Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : section du voile.

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

▪ Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

Avec B : section du béton comprimé

NB : Le pourcentage des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2% de la section horizontale du béton tendus.

➤ Pour une section entièrement tendue:

▪ Armatures verticales :

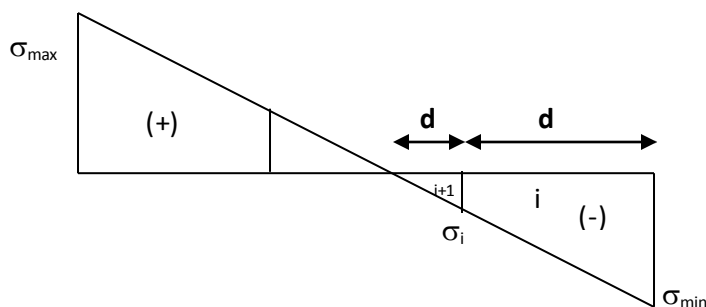
$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

▪ Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{M}{2 \sigma_{st}} ; \frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,005 B \right)$$

➤ section partiellement comprimée (SPC) :



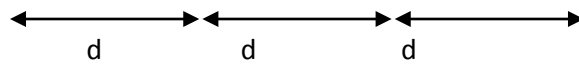


Fig V.2. Diagramme des contraintes (SPC)

$$N_i = |\sigma_{\min}| \times e_{pot} \times d_i$$

$$N_{i+1} = |\sigma_i| \times e_v \times d_{i+1}$$

$$N_{i+2} = |\sigma_{i+2}| \times e_v \times d_{i+2}$$

e_{pot} : épaisseur du poteau.

e_v : épaisseur du voile

▪ **Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

▪ **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,005 B \right)$$

▪ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

- **D'après le RPA 99 :**

$$A_H \geq 0,15 \% B \quad \text{Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_H \geq 0,10 \% B \quad \text{En zone courante.}$$

- **D'après le BAEL**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

A_H : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

▪ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{T} = 1,4.T_k \dots \dots \dots \text{Art-7-7-4-2 RPA 99}$$

T_k : effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

▪ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

D'après le RPA 99, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré.

▪ **Les potelets :**

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 o de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelés.

➤ **Ferraillage minimal :**

➤ **D'après le BAEL 91 :** $A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f} \text{ (cm}^2\text{)}$

e

➤ **D'après le RPA 99 :** $A_{\min} = 0,2 \% B \text{ (cm}^2\text{)}$

Avec :

B : étant la section du béton.

V.3.3) Dispositions constructives :

-Espaceur constructive : (art-7-7-4-3, RPA 99)

L'espaceur des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S_t \leq 1,5 \times e$
- $S_t \leq 30 \text{ cm}$.

Avec :

e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile ; l'espaceur doit être réduit de moitié sur L/10 de la largeur du voile.

-Longueur de recouvrement : art-7-7-4-3, RPA 99

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Diamètre maximal : art-7-7-4-3, RPA 99

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile

V -3 -4) Vérifications à l'ELS :

V-3-4-1) la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Avec :

$$N_s = G + Q$$

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

V-3-4-2) Vérification de la contrainte au cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

a)-Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99)

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b_0 d} \leq \tau_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Avec :

b_0 : épaisseur du voile

$d = 0,9 h$: hauteur

h : hauteur totale de la section brute.

b)-Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 d} \leq \tau_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

V.3.4.2) Ferrailage des voiles :**➤ Exemple du ferrailage :**

d'après nos résultats ,on peut spécifier trois zones de ferrailage ;

Calcul de L_t et L_c

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_c = \frac{4123,6}{4123,6 + 6225,84} \times 1 = 0,4 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1 - 0,4 = 0,60 \text{ m}$$

Calcul de d :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right\} = \left\{ 1,53 ; 0,26 \right\}$$

Donc on prend :

$$d_1 = 0,26 \text{ m}$$

$$d_{adopté} = L_t - d_1 = 0,34 \text{ m}$$

$$d_2 = 0,34 \text{ m}$$

Détermination de « N » :**Bande 1 :**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1) \sigma_{min}}{L_t} = \frac{(0,60 - 0,26) 6225,84}{0,60} = 3527,97 \text{ MPa.}$$

$$N_1 = N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{min}}{2} \times d_1 \times e = \frac{3527,97 + 6225,84}{2} \times 0,26 \times 0,2$$

$$N_1 = 253,59 \text{ KN}$$

Bande2 :

On a $d_2=0,34m$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{3527,97}{2} \times 0,34 \times 0,2 = 119,9 \text{ KN.}$$

Calcul des armatures :**Bande1 :**

$$A_{V1} = \frac{N1}{\sigma_s} = \frac{253,59}{348} \times 10 = 7,28 \text{ cm}^2$$

Bande2 :

$$A_{V2} = \frac{N2}{\sigma_s} = \frac{119,9}{348} \times 10 = 3,44 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de coutures :**

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 5,11 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } \bar{T} = 1,4 \cdot T_k = 1,4 \times 132,98 = 186,172 \text{ kn}$$

- **Armatures minimales :**

Bande 1 :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f} = 26 \times 20 \times 0,00525 = 2,73 \text{ (cm}^2\text{)}$$

e

$$A_{\min} = 0,2 \% B = 1,04 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Bande 2 :

$$A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f} = 34 \times 20 \times 0,00525 = 3,57 \text{ (cm}^2\text{)}$$

e

$$A_{\min} = 0,2 \% B = 1,36 \text{ (cm}^2\text{)}$$

- **Sections d'armatures totales :**

$$A_1 = A_{V1} + A_{Vj} / 4 = 7,28 + 1,2775 = 8,55$$

$$A_2 = A_{V2} + A_{Vj} / 4 = 3,44 + 1,2775 = 4,71$$

- **Ferraillage adopté :**

$A_1 = 8,55 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$

On adopte : 2 x 4HA14 = 12,30 cm^2 avec $St = 6 \text{ cm}$

$A_1 = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$

On adopte : 2 x 3HA14 = 9,24 cm^2 avec $St = 10 \text{ cm}$

▪ **Armatures horizontales :**

$$A_h = \max \left(\frac{A_v}{4} ; 0,15\%B \right)$$

$$A_h = \max \left(\frac{12,30}{4} ; 0,0015 \times 20 \times 100 \right) = \max (3,07 ; 3) \text{ cm}^2$$

$$A_h = 3,07 \text{ cm}^2$$

Le choix de la nappe = **4HA12** = 4,52cm² avec un espacement **St = 25cm**

▪ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

On adopte **4HA8** (2,01 cm²) par m²

▪ **Diamètre minimum :**

$$\emptyset \leq \frac{e}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

$$\emptyset \leq 2\text{cm}$$

➤ **Vérifications :**

1. L'espacement des barres verticales :

Espacement : $St \leq \min (1,5 \times e , 30\text{cm}) = 30\text{cm}$

St = 30cm.....**Condition vérifiée.**

2. Vérification de la contrainte de cisaillement:

- Selon le RPA :(Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003)

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot e \cdot d} = \frac{1,4 \times 132,98 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1000} = 1,034 \text{ MPa} < 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Selon le BAEL : (Art 5.1.1 /BAEL91 modifié 99)

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot e \cdot d} = \frac{132,98 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1000} = 0,738 \text{ MPa} < \min \left\{ 0,2 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de la contrainte du béton comprimé (à l'ELS) :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_v} = \frac{285,59 \times 10^3}{(1000 \times 200) + (15 \times \dots)} = \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = \text{MPa} < 15\text{MPa}$ **Condition vérifiée.**

Les autres résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

Voiles longitudinales (VL) :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		1,00	1,00	1,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,2	0,2	0,2
	He		3,060	3,060	3,060
	h		2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		132,980	86,780	58,350
	N _{ser} (kN)		-285,59	-208,79	-111,58
	Vu (kN)		186,172	121,492	81,690
	σ_{\max} (kN/m ²)		4123,600	816,980	1245,710
	σ_{\min} (kN/m ²)		6225,840	1929,760	1807,660
	σ_s (kN/m ²)		348,00	348,00	348,00
	L _c		0,40	0,30	0,41
	L _t		0,60	0,70	0,59
	d		0,27	0,20	0,27
	d _{adopté}		0,27	0,20	0,27
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,34	0,50	0,32
	σ_1		3476,773	1385,107	977,187
	N ₁		257,73	65,73	75,74
	N ₂		116,80	69,85	31,27
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		7,41	1,89	2,18
	A _{v2} /bande (cm ²)		3,36	2,01	0,90
	A _{vj} (cm ²)		5,12	3,34	2,25
	A'v1/bande/nappe		8,69	2,72	2,74
	A'v2/bande/nappe		4,64	2,84	1,46
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2,79	2,08	2,86
Ferrailage adopté verticales	A'v1 adopté (cm ²)		12,3	12,3	12,3
	A'v2 adopté (cm ²)		9,24	9,24	9,24
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
	ST		30	30	30

	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		3,08	3,08	3,08
	AH adopté (cm ²)		9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérfication des conctruccion	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T_b	1,034	0,675	0,454
	2,26 Mpa	T_u	0,739	0,482	0,324
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	-1,307	-0,956	-0,511

Tableau. V.20 : ferrailage des voiles longitudinales

Voiles transversales (VT) :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,00	1,00	1,00
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,2	0,2	0,2
	He	3,060	3,060	3,060
	h	2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)	145,010	87,450	57,330
	N _{ser} (kN)	-279,84	-201,74	-112,23
	Vu (kN)	203,014	122,430	80,262
	σ_{\max} (kN/m ²)	5477,830	785,190	1278,590
	σ_{\min} (kN/m ²)	7783,800	2064,280	2076,720
	σ_s (kN/m ²)	348,00	348,00	348,00
	L _c	0,41	0,28	0,38
	L _t	0,59	0,72	0,62
	d	0,28	0,18	0,25
	d _{adopté}	0,28	0,18	0,25
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,31	0,54	0,36
	σ_1	4131,913	1540,820	1224,327
N ₁	328,13	66,23	83,86	

	N_2		128,74	83,32	44,67
armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2)$		9,43	1,90	2,41
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2)$		3,70	2,39	1,28
	$A_{vj} \text{ (cm}^2)$		5,58	3,37	2,21
	$A'v1/\text{bande/nappe}$		10,82	2,74	2,96
	$A'v2/\text{bande/nappe}$		5,10	3,24	1,84
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2)$		2,89	1,93	2,67
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm ²)		12,3	12,3	12,3
	$A'v2$ adopté (cm ²)		9,24	9,24	9,24
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
Bande 2		15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		3,08	3,08	3,08
	AH adopté (cm ²)		9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérfication des contruction	$\tau_b^- = 5\text{MPa}$	T_b	1,128	0,680	0,446
	2,26 Mpa	T_u	0,806	0,486	0,319
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	-1,281	-0,924	-0,514

Tableau. V.21 : ferrailage des voiles transversales

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en génie civil en tenant compte des règlements en vigueur.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

Bibliographie

- **Règles parasismiques Algériennes (RPA 2003)**
- Règles techniques et calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; **BAEL91.**
- **DTR B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations » CGS, Alger 1989.**
- **Thèses de master deux en génie civil.**
- **Cours et TD des années de spécialité.**