

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Projet de fin d'études

Calcul d'un bâtiment R+7 à usage multiple dans la ville de
Tidjelabine, wilaya de Boumerdès

Présenté par

Melle ISSAD Siham
Melle OUALLI Anissa

Master Professionnel

Option : Constructions Civiles et Industrielles

Encadreur

Mr DEHMOUS Hocine

Promotion 2010-2011

Remerciements

Nous remercions avant tout Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'études. Nous remercions également nos deux familles pour tous les sacrifices.

Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nos vifs remerciements à notre encadreur Mr H.DEHMOUS de nous avoir fait confiance et accepté de diriger ce mémoire et qui, malgré ses multiples obligations, n'a jamais ménagé aucun effort pour suivre cette étude de près pendant toute la durée du travail.

Nous tenons aussi à remercier également tous les enseignants du département de génie civil qui ont contribué de près ou de loin à notre formation, spécialement Mr A.KAHIL pour leurs précieux conseils et techniques et pour le temps mis à notre disposition.

Merci à tous

Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Présentation du projet.....	2
I.1. Présentation de l'ouvrage	2
I.2. La zone d'implantation de l'ouvrage	2
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
I.4. Les éléments de l'ouvrage	3
I.4.1. Les planchers	3
I.4.2. Les escaliers.....	3
I.4.3. La maçonnerie	3
I.4.4. Les voiles	3
I.4.5. Les revêtements.....	3
I.5. Les caractéristiques des matériaux	4
I.5.1. Le béton	4
I.5.2. Les aciers :	8
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	10
II-1) pré-dimensionnement des éléments	10
II-1-1) les planchers	10
II-1-2) les poutres	11
II-1.3 LES POTEAUX	12
II-2) descente de charge	13
II-2-1) détermination des charges et surcharges	13
II-2-1-1) les charges permanentes	13
II-2-1-2) Les surcharges d'exploitations	16
II-3) Détermination de la surface revenant à chaque poteau	16
II-3-1) Calcul de l'effort normal sous poteau B2	17
II-4) loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages	18
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....	20
III. 1. Calcul de l'acrotère	20
III. 2. Calcul des escaliers	27
III.2.1 type 1(escalier de l'étage courant)	28
III.2.1 .1. Pré dimensionnement.....	28
III.2.1.2. Détermination des charges et surcharges	29
III.2.1.3 Calcul des efforts internes.....	30
III-2-1-4) Ferrailage	34
III-2-1-5) vérifications à l'ELU	34
III-2-1-6) Calcul à l'ELS.....	36
III-2-1-6) Vérification à l'ELS	39
III. 3. Etude de la poutre palière.....	42
III-3-1) Pré-dimensionnement	42
III-3-2) détermination des charges et surcharges	42
III-3-3) calcul à l'E.L.U.....	43
III-3-4) calcul à l'E.L.S.....	43
III-3-5) ferrailage à l'ELU	45
III-3-6) Vérification à l'ELU (BAEL 91)	45
III-3-7) Calcul des armatures transversales	47
III-3-8) Vérification à l'E.L.S	47
III-3-9) Vérification de la flèche	48
III- 4) Calcul des planchers	49
III 4.1) Calcul de la dalle de compression	49

III 4.2. Calcul de la poutrelle	50
III 4.3. Choix de la méthode de calcul	51
III 4.4) Calcul des armatures	55
III 4.5) Vérification à l'ELU	56
III.5). les balcons	64
Chapitre IV : Modélisation de l'ouvrage	71
IV-1) Introduction	71
IV-2) Concept de base de la MEF	71
IV.3) Description du logiciel ETABS	72
IV-4) Manuel d'utilisation du l'ETABS :	73
Chapitre V : Vérification aux exigences du RPA	91
Introduction	91
V.1. Choix de la méthode de calcul	91
V.2. Méthode statique équivalente	91
V.2.1. Principe de la méthode :	91
V.2.2. Conditions d'application de la MSE	91
V.3. Méthode dynamique modale spectrale	92
V.3.1. Principe de la méthode dynamique modale.....	92
V.3.2. Les hypothèses	92
V.4. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.....	92
V.5. Vérification des conditions de la MSE	92
V.6. Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3)	94
V.7. vérification de la résultante des forces sismiques à la base: (Art 4.3.6. RPA 99)	97
V.8 .Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)	97
V.9 justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003).....	98
V.10 Justification de l'interaction portiques-voiles :	99
V.11.Vérification de l'effort normal réduit :	100
Chapitre VI : Ferrailage des éléments principaux	101
Introduction	101
6-1) LES POTEAUX	101
6-1-1) Combinaisons des charges :	102
6-1-2) Calcul des armatures longitudinales	102
6-1-2) Armatures transversales :	105
6-1-3) Les vérifications :	107
6-1-3-1) Vérification à l'ELU :	107
6-1-3-2) Vérification à l'ELS (détermination des contraintes)	110
6-2) LES POUTRES :	112
6-2-1) Calcul des armatures longitudinales :	112
6-2-2) Armatures transversales :	113
6-2-3) Calcul des armatures transversales :	119
6-2-4) Vérification à l'E.L.U :	120
6-2-4-1) Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL 91 Art 4.21)	120
6-2-4-2) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL91 art A.5.1,1)	121
6-2-4-3) Etat limite ultime du béton de l'âme : (BAEL91.art A.5.1.21)	121
6-2-4-4) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales_ :	121
6-2-4-5) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis	123
Vérification de la contrainte d'adhérence acier –béton.....	123
6-2-4-6) Calcul de longueur de scellement droit des barres :	124
6-2-5) Vérifications à l'ELS :	124
6-2-5-1) ELS vis-à-vis de la durabilité de la structure	124
6-2-5-2) ELS vis-à-vis des déformations :	126

6-3) LES VOILES :	127
6-3-1) Combinaison d'action :	127
6-3-2) Ferrailage des voiles pleins :	127
6-3-3) Exposé de la méthode	128
6-3-4) Vérification à L'ELS :	133
6-3-5) Exemple de calcul :	134
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....	139
VII.1. Introduction	139
VII.2. Stabilité des fondations	139
VII.3. Etude géotechnique du sol.....	140
VII.4. Pré dimensionnement :	140
VII.5- Semelles filantes	140
VII.6- Etude du radier général	141
Conclusion Générale.....	161
Bibliographie.....	162

Introduction Générale

De tout temps le dimensionnement des ouvrages a constitué un élément important pour les concepteurs. Du temps des anciens, la sécurité (stabilité) a toujours constitué le principal critère et ce au détriment de l'économie. Ajouter à cela, l'immensité des ouvrages constituait un symbole de puissance.

Actuellement, les données socioéconomiques ont changé, ainsi la société est passée du dimensionnement classique à l'optimisation des structures. Cette tendance ne cesse d'évoluer avec l'avènement des calculateurs puissants qui permettent de modéliser les différents éléments des structures.

Notre travail effectué dans la cadre de ce projet de fin d'étude est consacré au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation. A travers cette étude, nous allons illustrer les différentes étapes du calcul d'une structure à savoir ; dans le chapitre I, nous présenterons l'ouvrage objet de notre étude. Le pré dimensionnement des éléments sera présenté dans le chapitre II. le chapitre III sera consacré au calcul des éléments secondaires. Le calcul de la superstructure sera présenté dans le chapitre IV et enfin nous terminerons dans le chapitre V par le calcul des fondations.

L'objectif de cette étude comme toute étude de calcul de bâtiment est d'aboutir suivant les différents règlements en vigueur en Algérie aux différents plans de coffrages et ferrailages qui seront mis à la disposition du chantier pour réalisation. Ajouter à cela la maîtrise de l'outil informatique en termes de possibilités de modélisation et ainsi de possibilité de conception et d'optimisation.

Chapitre I

Présentation du projet

I.1. Présentation de l'ouvrage

Notre projet a pour but de calculer un bâtiment à usage multiple. Ce dernier comporte :

- Un RDC à usage commercial.
- 1^{er} étage à usage bureau.
- Six étages courants à usage d'habitation.

L'ossature de notre bâtiment est une structure mixte en béton armé (portiques et voiles). L'accès d'un niveau à un autre est assuré par une cage d'escaliers.

I.2. La zone d'implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage sera implanté à TIDJELABINE (BOUMERDES). D'après le RPA 99 révisé en 2003 la commune de TIDJELABINE fait partie du groupe des communes A de la wilaya de Boumerdès classée en zone III, de forte sismicité.

Il est classé dans le groupe d'usage 2 c'est-à-dire comme ouvrage de moyenne importance.

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- ❖ Longueur totale du bâtiment:..... L=20.50 m
- ❖ Largeur totale du bâtiment:..... l=12.00 m
- ❖ Hauteur du rez-de-chaussée :..... H_{RDC}=4.59 m
- ❖ Hauteur des étages courants 1, 2, 3, 4, 5 et 6 :..... H_{étage courant}=3,06m
- ❖ Hauteur totale du bâtiment:..... H=26.01 m
- ❖ Hauteur de l'acrotère :..... H=0.60 m

I.4. Les éléments de l'ouvrage

I.4.1. Les planchers

Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.

I.4.2. Les escaliers

Les escaliers sont une succession de gradins qui permettent le passage à pieds entre les différents niveaux. Notre bâtiment comporte un escalier à deux volées avec palier de repos donnant accès aux logements.

I.4.3. La maçonnerie

a) Murs extérieurs

Ils sont réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10+5+10).

b) Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.4.4. Les voiles

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). Notre structure sera munie de voiles (dépasser les 3 niveaux ou 11m) et ceci d'après le **RPA 99/VERSION 2003**.

I.4.5. Les revêtements

On distingue les revêtements comme suit :

- Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau ;
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds ;
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

I.5. Les caractéristiques des matériaux

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 l'acier.

I.5.1. Le béton

L'étude de la composition d'un béton consiste à définir les pourcentages des différents granulats dont dispose, ainsi que les dosages en eau et en ciment, afin de réaliser un béton dont les caractéristiques soient celles recherchées.

composants	Pourcentages composants	Poids des composants (Kg/m ³)
15/25	35%	1812,14
8/15	15%	
0/3	35,88%	
ciment	14,12%	350
eau	205,88 Litres	205,88 Litres

Tableau I-1 : composition du béton (d'après le rapport remis par le labo de béton)

a-Resistance caractéristique à la compression (art A-2.1, 11 BAEL91)

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 à 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 traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

La valeur de f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} pour $j > 28$ lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections ; cependant, pour l'évaluation des déformations, il convient de tenir compte des valeurs probables des caractéristiques du béton au-delà de 28 jours : on peut alors admettre que, pour les grandes valeurs de j , on a sensiblement $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance

f_{c28} ne dépasse pas 40 MPa ; sinon, on peut évaluer f_{cj} par la première des formules ci-dessus pour $28 \leq j \leq 60$ et prendre $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$, pour $j \geq 60$.

Pour le choix de la valeur de f_{c28} d'après le (BAEL91: art A .2.1 ,13) :

- On peut obtenir facilement 25 MPa pour les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

Pour le présent projet on prendra : $f_{c28} = 25$ [MPa]

b-Resistance caractéristique à la traction

Elle est conventionnellement définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$, (art A-2 12 BAEL91) cette formule n'est valable que pour des valeurs de f_{cj} au plus égales à 60 [MPa].

D'où: $f_{t28} = 2,1$ [MPa]

c- Déformation longitudinale du béton

Le module de déformation instantanée : E_{ij} (art A-2.1.21 BAEL91)

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

pour $f_{c28} = 25$ [MPa] on aura : $E_{i28} = 32164,2$.

Le module de déformation différé : E_{vj} (art A-2.1.22 BAEL91)

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

pour $f_{c28} = 25$ [MPa] on aura : $E_{v28} = 10818,86$ MPa.

Déformation transversale: le module est donné par la formule : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Le Coefficient de poisson ν du béton est pris égal à « 0,2 » pour le calcul des déformations, et « 0 » pour le calcul des sollicitations.

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles par ex.), on prendra : $\nu = 0$ (art A.2.1, 3 BAEL91).

d- Contraintes limites

a) Contrainte limite à la compression

En compression pure à l'état limite ultime, le diagramme contraintes-déformations du béton est constitué par la partie parabolique du graphe ci-dessous, les déformations

relatives étant limitées à 2‰. En compression avec flexion, le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle »

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} :$$

$$\sigma_{bc} = 0,25 \cdot f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \cdot \varepsilon_{bc}) .$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} :$$

$$\sigma_{bc} = f_{bc}$$

f_{bc} : est la résistance de calcul du béton, qui vaut :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Dans des conditions normales de bétonnage.}$$

$$f_{bc} = \frac{0,80 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Dans le cas où les conditions de bétonnage deviennent sévères.}$$

- θ : Coefficient de sécurité. (en fonction de la durée d'application des actions considérées)

Durée d'application d'action.	<1heure	Entre 1 heure et 24 heures	> 24 heures
Valeurs de coefficients θ	0,85	0,9	1

Tableau I-2 : valeurs de θ

- γ_b : Coefficient de sécurité de béton qui vaut :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} & \Rightarrow f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa ;} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} & \Rightarrow f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 0,85} = 21,74 \text{ MPa.} \end{cases}$$

b) Contraintes de service à la compression (art A – 4 .5 .2 BAEL91)

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en [MPa]}$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

c) e) contrainte limite au cisaillement : (BAEL91, modifié99, A.5.1, 1) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : T_u : valeur de l'effort tranchant dans la section cisailée (à l'ELU)

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes (BAEL91, modifié99, A.5.1, 211)

$$\tau_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\} \rightarrow \text{Fissuration non préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min\left\{0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

e) Diagramme contraintes-déformations

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

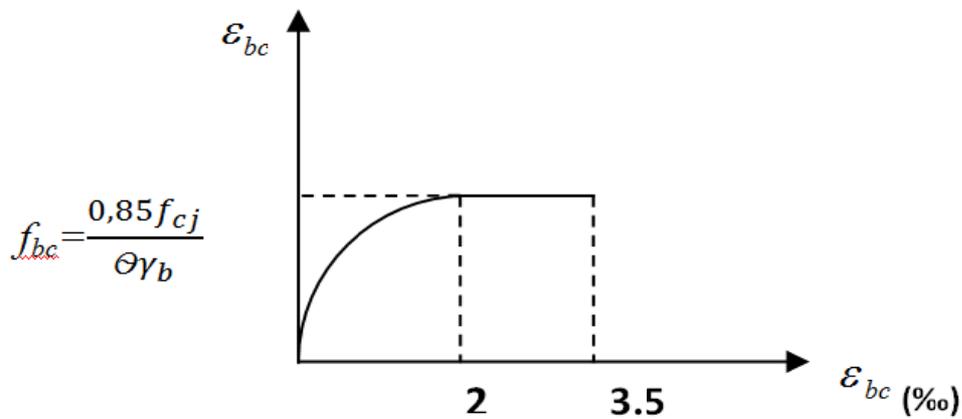


Figure : I-1: diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

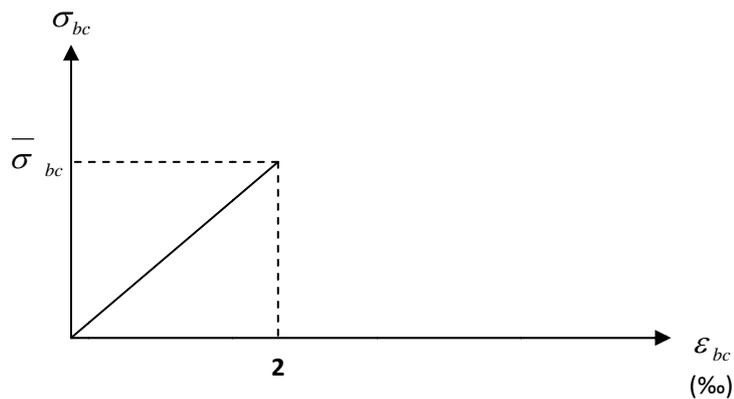


Figure : I-2: diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS

I.5.2. Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture [MPa]	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration η	Coefficient de scellement ψ
Acier en barres	Haute Adhérence F _e E 400	HA	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis Soudé TL 520 ($\Phi < 6$)	TS TL	520	520	8‰	1,3	1

Tableau I-3 : Caractéristiques des aciers utilisés:

- **Module d'élasticité longitudinale**

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier. Ainsi $E_s = 200000$ MPa

- **Contrainte limite d'élasticité de l'acier**

1) à l'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [\text{MPa}]$$

γ_s : coefficient de sécurité,

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

2) à l'ELS

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

a) Fissuration peu préjudiciable : (BAEL91 modifié 99, A.4.5 ,32)

Aucune vérification n'est nécessaire

a) Fissuration préjudiciable : (BAEL91 modifié 99, A.4.5 ,33)

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0.5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right\} \quad (\text{MPa})$$

b) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 modifié 99, A.4.5 ,34)

$$\sigma_s = \min \left\{ 0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (\text{MPa})$$

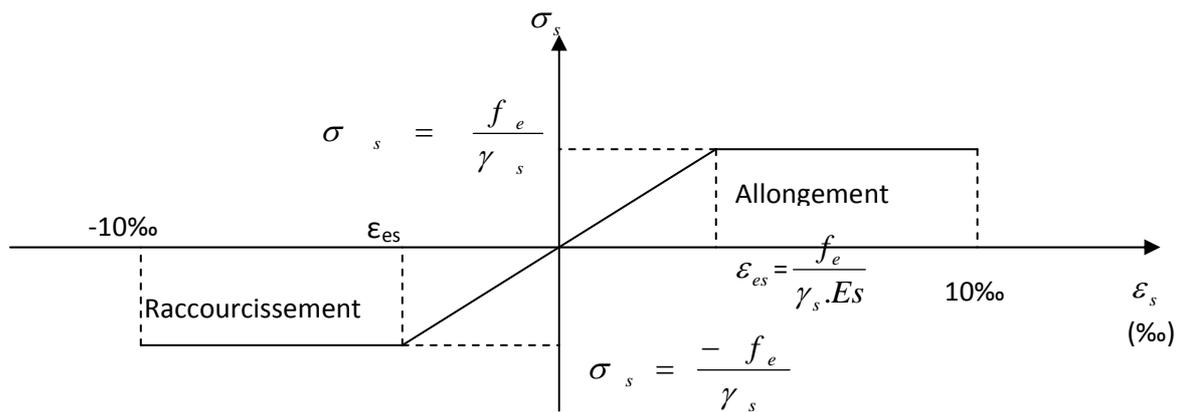


Figure I-3 : diagramme contrainte- déformation de l'acier (A.2.2 ,2 du BAEL91modifié 99).

▪ **Protection des armatures : (BAEL 91 modifié 99 A.7.2, 4)**

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

- $C \geq 5\text{cm}$ pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{ : cm}$ pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{ cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II-1) pré-dimensionnement des éléments

Dans tout ce qui suit, Pour le pré dimensionnement des éléments on tient compte des prescriptions réglementaires données par le **RPA2003**, le **CBA93** et le **BAEL 91**

II-1-1) les planchers

Le plancher est un élément horizontal de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment capable d'assurer les fonctions suivantes :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Dans notre projet, on distingue un seul type de planchers. Ces derniers sont constitués d'un corps creux d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

➤ Planchers en corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{condition de la flèche}) \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

L: portée maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L=300-30=270 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{270}{22,5}=12 \text{ cm.}$$

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

D'où L'épaisseur de corps creux est de 16cm et L'épaisseur de la dalle de compression est de 4 cm.

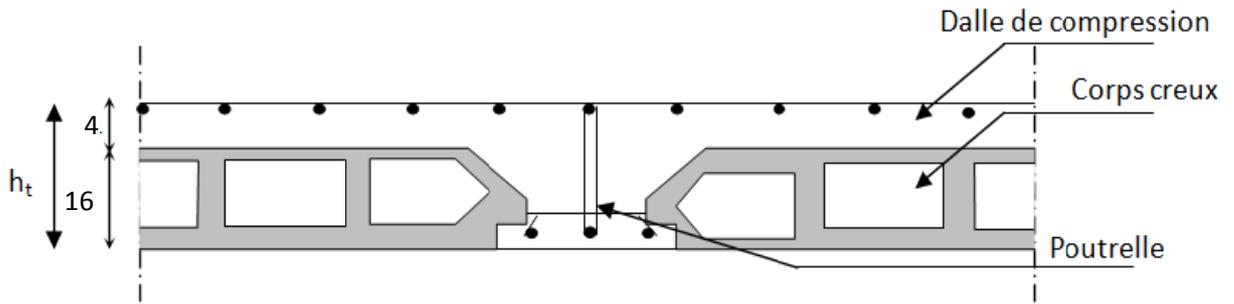


figure-II-1 schéma descriptif d'un plancher à corps creux.

II-1-2) les poutres

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon le **CBA93** comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \dots\dots\dots (2.2) \\ 0,4h_t \leq b \leq 0,7h \quad \dots\dots\dots (2.3) \end{array} \right.$$

L : la plus grande portée des poutres.

Ainsi que les trois conditions imposées par le règlement parasismique algérien (**RPA99 modifié 2003(artcle 7.5.1)**) c'est-à-dire qu'en zone relative au coffrage des poutres à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \\ h \geq 30 \\ h/b \leq 4 \\ b_{max} \leq 1,5h+b_1 \end{array} \right. \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

A .Les poutres principales

La hauteur : elle est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

L=580-30=550cm $\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10}$
 $38.66 \leq h \leq 55$ On prend : h = 45 cm

La largeur : elle est donnée par la formule suivante : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

h=45 cm $\Rightarrow 0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$
 $18 \text{ cm} \leq b \leq 31.50 \text{ cm}$ soit
 Pour mesure de sécurité on prend : b=30cm

B. les poutres secondaires

La hauteur : elle est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$L=300-30=270\text{cm} \quad \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10}$$

$$18 \leq h \leq 27 \text{ on prend } h=30 \text{ cm}$$

La largeur : elle est donnée par la formule suivante : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

$$h=30\text{cm} \quad 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 21 \text{ cm on prend } b=25\text{cm}$$

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	$h=45\text{cm}$	$h=30\text{cm}$	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	$b=30\text{cm}$	$b=25\text{cm}$	Vérifiée
$h/b \leq 4$	$h/b=1,5$	$h/b=1,2$	Vérifiée

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

Conclusion : on opte pour les sections suivantes :

* poutres principales (b x h)= (30x45) en cm².

*poutres secondaires (b x h)= (25x30) en cm².

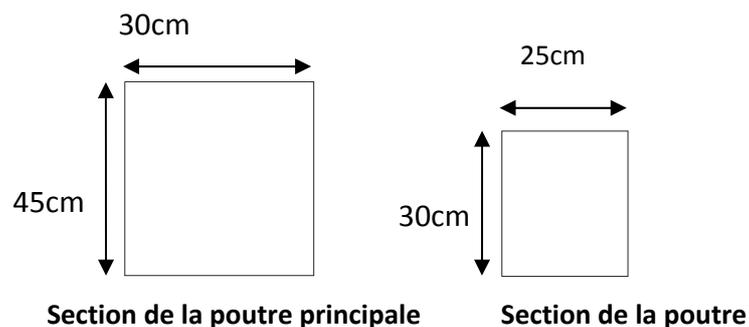


Figure II-2 schémas des sections des poutres.

II-1.3 LES POTEAUX

Le dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges, à l'ELS en compression simple ; en considérant un effort normal N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation

$$\text{suivante : } S > \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

Le poteau est dimensionné à l'ELS, en considérant que seul le béton reprend l'effort normal $N_s = G + Q$. La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_b} \dots\dots\dots (2.5)$$

B : la section du poteau,

N_s : effort normal,

σ_b : Contrainte admissible du béton à la compression.

II-2) descente de charge

II-2-1) détermination des charges et surcharges : elles seront déterminées selon le DTR (document technique réglementaire). **(DTR.BC2.2)**

II-2-1-1) les charges permanentes

a) Terrasse inaccessible

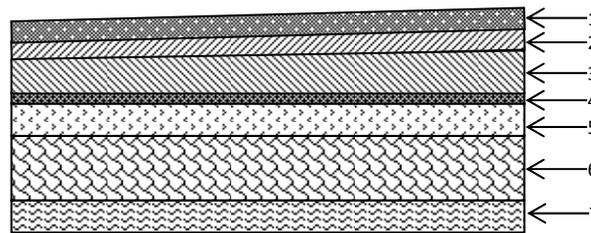


Figure II.3 : Coupe transversale du plancher terrasse.

N ^o	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.004	4	0.016
6	Hourdis et table de compression.	0.2	/	3,10
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G_{totale} (corps creux)=5 ,836 ≅ 5.84KN/m²				

Tableau II-3 : charges permanentes de la terrasse

b) Plancher d'étage courant

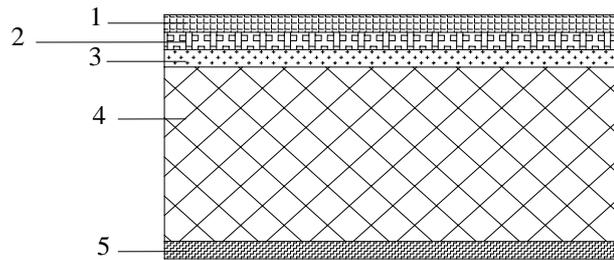


Figure II-3: Coupe verticale d'un plancher étage courant (corps creux)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	γ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	/	3.10
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison en brique creuse et enduits	0.015+0.10+ 0.015	10, 9, 10	1.2
G Totale				5.74

Tableau II-3 : charges permanentes de l'étage courant.

a)- Maçonnerie

1. Murs intérieurs

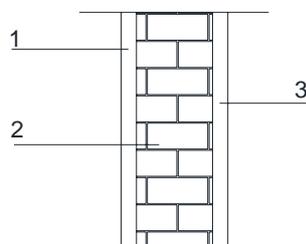


Figure II-4 : Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ² /cm)	G (KN / m ²)
1	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
2	Briques creuses	10	0.09	0.9
3	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
G Totale				1.2

Tableau II-4 : charges permanente d'un mur intérieur.

2. Murs extérieurs

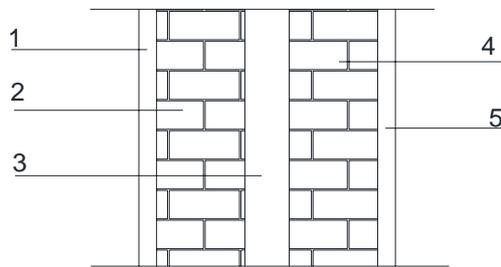


Figure II-5 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (m)	γ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G Totale				2.76

Tableau II-6 : charges permanentes d'un mur extérieur.

L'acrotère

Sur la figure II.6, est représenté les différentes dimensions de l'acrotère. En tenant compte de ces différentes dimensions, le calcul de poids propre de notre acrotère est comme suit :

$$G = \left[(0.5 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + \left(0.03 \times \frac{0.2}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1.675 \text{ KN/m}^2.$$

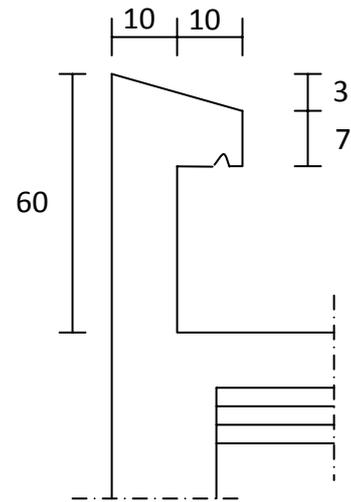


Figure II-6 : pré dimensionnement de l'acrotère.

II-2-1-2) Les surcharges d'exploitations

- Plancher terrasseQ = 1.00KN/m²
- Plancher 1^{er} étage (usage bureau).....Q = 2.50KN
- Plancher étage courant (usage d'habitation)Q = 1.50KN/m²
- BalconsQ = 3.50KN/m²
- EscaliersQ = 2.50KN/m²

II-3) Détermination de la surface revenant à chaque poteau

Le pré dimensionnement des poteaux se fera sur la base du poteau le plus sollicité. Ainsi dans le tableau qui suit, nous avons résumé les surfaces revenant à chaque poteau.

Poteaux	Surface (m ²)
A1 A3 H1 H3	3.74625
B1 B3 G1 G2	7.4925
C1 C3 F1 F3	7.07625
D1 D3 E1 E3	6.66
A2 H2	7.4925
B2 G2	14.985
C2 F2	14.1525
D2 E2	13.32

Tableau : Surface revenant à chaque poteau

A partir du tableau précédent, nous constatons que le poteau le plus sollicité est le poteau B2. Ainsi, Pour la suite du calcul on prend ce poteau B2 avec une surface de 14.985 m².

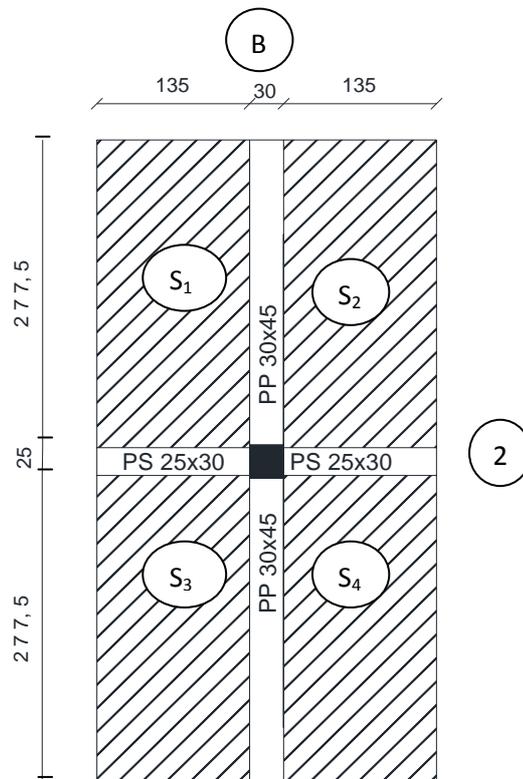


Figure II-7 : surface revenant au poteau B2 / G2

II-3-1) Calcul de l'effort normal sous poteau B2

La surface d'influence revenant au poteau B₂ = 14.985 m²

a) Poids propres des planchers :

- Plancher terrasse $P_{pt} = G_t \times S = 5.84 \times 14.985 = 87.51 \text{ KN.}$
- Plancher étage courant : $P_{pc} = G_c \times S = 5.74 \times 14.985 = 86.01 \text{ KN.}$

b) Poids des poutres :

- Poutres principales $P_{pp} = (0.45 \times 0.30 \times 5.80) \times 25 = 19.575 \text{ KN}$
- Poutres secondaires $P_{ps} = (0.25 \times 0.30 \times 2.70) \times 25 = 5.063 \text{ KN}$
- Poids total des poutres $P_{total} = 24.638 \text{ KN}$

c) Surcharge d'exploitation :

- $Q_{opt} = 1 \times 14.985 = 14.985 \text{ KN}$ Surcharge du plancher terrasse.
- $Q_{1pc} = 1,5 \times 14.985 = 22.478 \text{ KN}$ Surcharge du plancher courant (habitation)
- $Q_{2pc} = 2.5 \times 14.985 = 37.463 \text{ KN}$ Surcharge du plancher courant (bureau)

II-4) loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages

Les règles BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéeité du chargement sur tous les planchers.

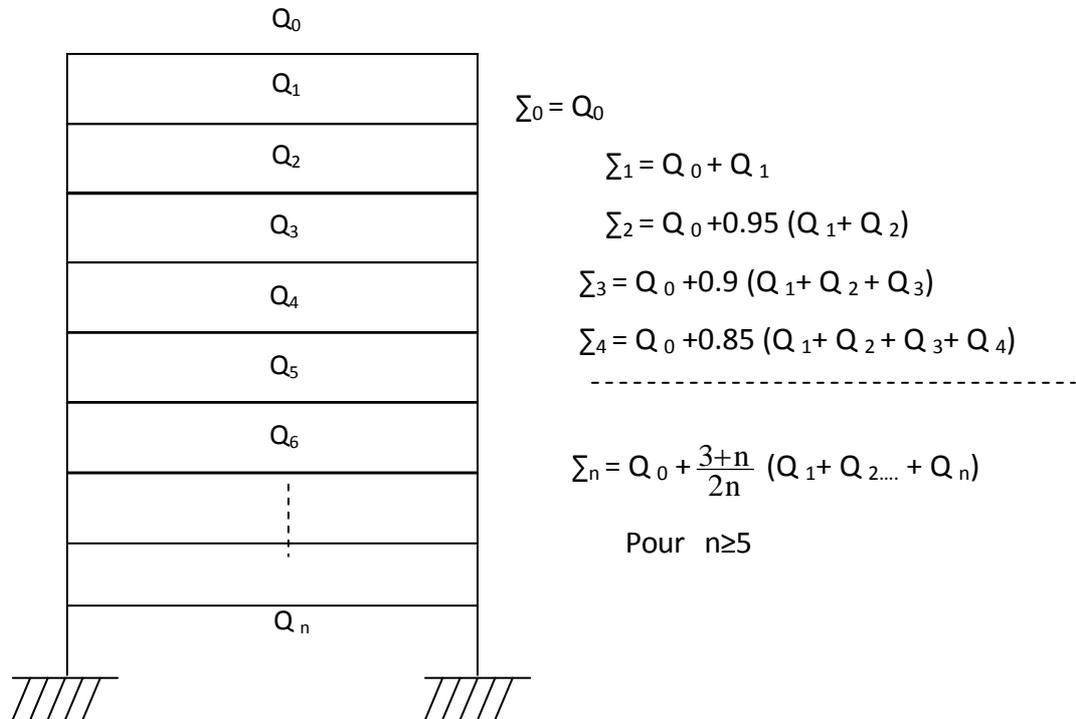


Figure II-78 : loi de dégression des surcharges.

- Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression

$$Q_0 = 14.985 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 14.985 + 22,478 \text{ KN} = 37.463 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 14.985 + 0.95 (22.478 + 22.478) = 57.693 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14.985 + 0.90 (3 \times 22,478) = 75.676 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14.985 + 0.85 (4 \times 22,478) = 91.410 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5) = 14.985 + 0.8 (5 \times 22,478) = 104.897 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6) = 14.985 + 0.75 [(5 \times 22,478) + 37,463] = 127,375 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7) = 14.985 + 0.714 [(5 \times 22,478) + 2 \times 37,463] = 148.729 \text{ KN}$$

Avec :

Q_0 : Surcharge du plancher terrasse.

Q_1 à Q_6 : Surcharge du plancher courant (habitation).

Q_7 : Surcharge du plancher courant (bureau).

Etages	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation		N = G _c + Q _c (KN)	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	
	Poids de plancher (KN)	Poids poteaux (KN)	Poids poutres (KN)	G totale (KN)	G _c cumulé (KN)	Q (KN)	Q _c cumulé (KN)		$\frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	S (cm ²) adoptée
7	87.51	5.873	24.638	118.021	118.021	14.985	14.985	136.846	96.574	40x40
6	86.01	5.873	24.638	116.521	234.542	22.478	37.463	272.005	191.858	40x40
5	86.01	5.873	24.638	116.521	351.063	22.478	59.941	411.004	290.052	40x40
4	86.01	5.873	24.638	116.521	467.584	22.478	82.419	550.003	388.146	40x40
3	86.01	5.873	24.638	116.521	584.105	22.478	104.897	689.002	486.240	45x45
2	86.01	5.873	24.638	116.521	700.626	22.478	127.375	828.001	600.674	45x45
1	86.01	5.873	24.638	116.521	817.147	22.478	149.853	967.000	782.428	55x55
RDC	86.01	9,315	24.638	119.963	937.110	37.463	187.316	1124.426	793.526	55x55

Tableau II-8 : Dimensionnement des poteaux

➤ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA**

$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \\ - \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20} \\ - \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

Les sections adoptées :

(55x55) pour le RDC et le 1^{er} étage.

(45x45) pour le 2^e et le 3^e étage.

(55x55) du 3^e au 7^e étage.

=> Les conditions du RPA sont vérifiées.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III. 1. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre « G » et à une poussée latérale « Q », appliquée horizontalement et qui provoque un moment « M » dans la section d'encastrement.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

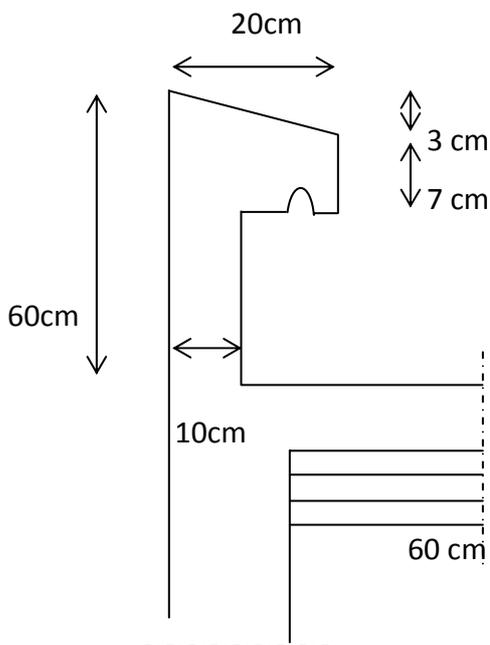


Figure III-1 : coupe transversal de l'acrotère

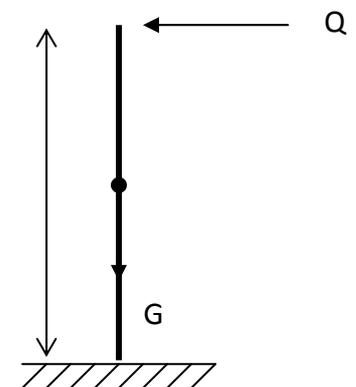


Figure III-2 : Schéma statique.

I-1. Calcul des efforts

- Effort normal dû au poids propre :

$$N = G = \rho \cdot S = 25(0,5 \times 0,1 + 0,07 \times 0,2 + 0,03 \times \frac{0,2}{2}) = 1,675 \text{ KN / ml}$$

- Effort horizontal Q: (effort tranchant) :

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

- Moment de renversement dû à l'effort horizontal Q :

$$M_Q = Q \times H \times 1m = 1 \times 0,60 \times 1m = 0,60 \text{ KN} \cdot m$$

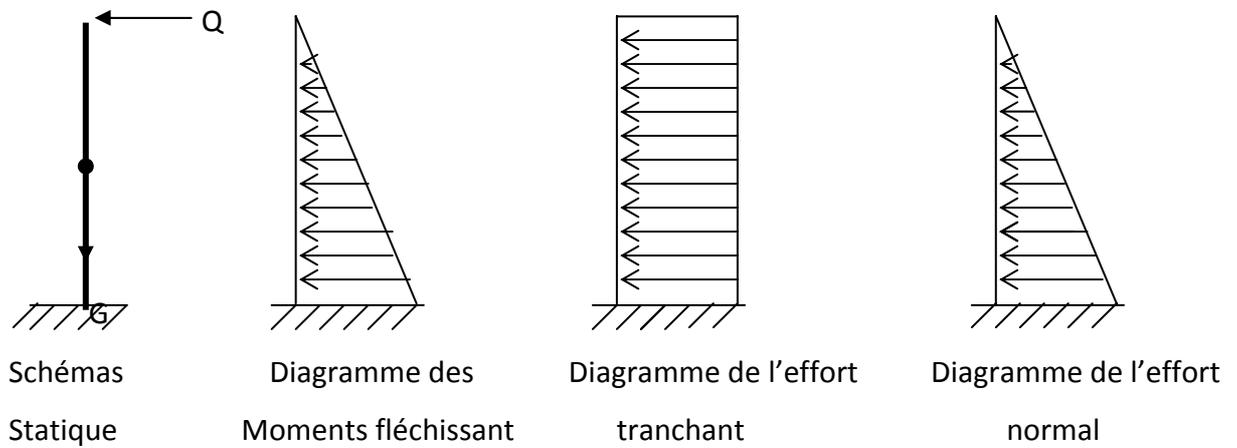


Figure III-3 : diagramme des moments fléchissant, effort tranchant et effort normal

I-2. Combinaison des charges

a. Etat limite ultime (E L U)

La combinaison des charges a considérer est : $1.35 G + 1.5 Q$

- Effort normal de compression à la base :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,675 = 2,261 \text{ KN} / ml$$

- Effort tranchant :

$$T_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} / ml$$

- Moment fléchissant :

$$M_u = 1,5 \cdot M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN} \cdot m$$

b. Etat limite de service (E L S)

La combinaison des charges est : $G+Q$

- Effort normal de compression :

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

- Effort tranchant :

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

- Moment fléchissant :

$$M_s = M_Q = 0,6 \text{ KN} \cdot m$$

I-3. Ferrailage : Le calcul se fera en flexion composée

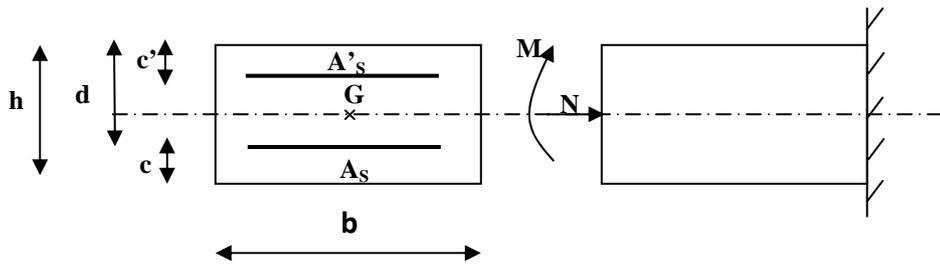


Figure III-4 : flexion composée

3-1. Etude à l'E.L.U

a) Calcul de l'excentricité

{h = 10 cm; b = 100 cm; d = 7 cm; c = 3 cm.}

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,26} = 0,398m$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm$$

$$\text{Donc : } e_u \geq \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se retrouve en dehors des armatures. L'effort normal est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, le calcul se fera en 2 étapes, 1^{er} étape fictif en flexion simple sous un moment fictif M_f , calculé aux aciers tendus et retour à la section réelle en flexion composée.

b) Calcul en flexion simple

Le moment fictif est donné par :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_f = 0,9 + 2,261 (0,07 - 0,05) = 0,945 \text{ KN. M}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,945 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,17} = 0,0136$$

$$\mu_u = 0,0136 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée (SSA).}$$

$$\text{D'ou } A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,945 \cdot 10^3}{0,993 \cdot 7 \cdot 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 0,390 - \frac{2,26.10}{348} = 0,325 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'ELU :

▪ Condition de non fragilité [BAEL 91, Art 4.2, 1]

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0,45d}{e_s - 0,185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.675} = 0.3582 \text{ m}$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{35.82 - 0.45 \times 7}{35.82 - 0.185 \times 7} \right] = 0.799 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A \Rightarrow$ La condition de fragilité n'est pas vérifiée, donc on prend

$$A = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

On opte pour **A = 4HA8 = 2,01 cm²**

➤ **L'espacement** : $St \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = \{20 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} \Rightarrow$ On prend **St = 20 cm**.

➤ **Armatures de répartitions** : $A_r \geq \frac{A}{4}$

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

On prend : **Ar = 3HA8 = 1,50 cm²**, avec un espacement **St = 20cm**

▪ La contrainte tangentielle

La fissuration étant peu nuisible, le **BAEL91** nous recommande:

$$\tau_{u \text{ adm}} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33, 5 \text{ MPa}\} \Rightarrow \tau_{u \text{ adm}} = 3.33 \text{ MPa}$$

La contrainte maximale dans notre poutre est: $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,214 \text{ MPa} \leq 2,3.33 \text{ MPa}$

• Vérification vis-à-vis de l'entraînement

$$\tau_{se} \leq \tau_{se,u}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot A_s} \times \frac{A_{si}}{u_i}$$

$$\tau_{se,u} = \Psi_s f_{t28} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \Psi_s = 1 & (\text{r.l}) \\ \Psi_s = 1,5 & (\text{H.A}) \end{cases}$$

Avec: A_s : section totale des armatures tendues.

A_{si} : section d'un paquet de barres.

U_i : périmètre minimal circonscrit à la section du paquet

A.N:

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 4 \times \pi \times 8} = 0,23 \text{ MPa} \leq \tau_{se,u} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

-Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \text{ avec } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ et } \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm } \mathbf{BAEL91 (A6.1.22)}$$

On opte pour : $L_s = 32 \text{ cm}$

3-2. Etude à l'E.L.S

La fissuration étant préjudiciable, on doit calculer les sections d'aciers, car on risque d'obtenir une section plus importante que celle calculée à l'ELU.

a). Calcul de l'excentricité

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 0,358 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

Donc : $e_u \geq \frac{h}{2} - c$; le centre de pression est en dehors de la section et comme N_s est un

effort de compression, on constate que la section est partiellement comprimée.

a). Calcul des armatures

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \eta = \begin{cases} 1,6 & \rightarrow \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ 1,3 & \rightarrow \Phi < 6 \text{ mm} \\ 1 & \rightarrow \text{pour le rond lisse (r. l)} \end{cases} \text{ Haute adhérence}$$

$$M_{fs} = N_s \left[e_s + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 1,675 \left[0,358 + \left(\frac{0,10}{2} - 0,03 \right) \right] = 0,633 \text{ KN.m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{fs}}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{0,633 \times 10^6}{1000 \times (70)^2 \times 201,63} = 0,00064 \Rightarrow \beta_1 = 0,956 \text{ et } k = \frac{1}{k_1} = 0,01$$

$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,01 \times 201,63 = 2,0163 \leq 0,6f_{c28}$, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st}^{M_f} = \frac{M_{fs}}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{0,633 \times 10^5}{0,956 \times 7 \times 201,63 \times 10^2} = 0,469 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{N_s} = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{1,675 \times 10^3}{201,63 \times 10^2} = 0,083 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = A_{st}^{M_f} - A_s^{N_s} = 0,469 - 0,083 = 0,386 \text{ cm}^2 / \text{ml} . \text{ Soit } \mathbf{4HA8/ml=2,01cm^2/ml}.$$

$$\blacksquare \text{ Armatures de répartitions : } A_r \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{3HA8/ml}.$$

b). Vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \eta = 1,6 \text{ (HA)} ; \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,915 \Rightarrow K = 0,023$$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0,914 \times 7 \times 2,01} = 46,66 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_b = K \sigma_{st} = 0,023 \times 46,66 = 1,0732 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

Conclusion: Le ferrailage adopté est :

- Armatures principale **4 HA8** avec **St = 20cm**
- Armatures de répartitions **3HA8** avec **St=20cm**

• Vérification au séisme

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_p , il doit être conçu à ce que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q .

Avec : $F_p = 4 A C_p W_p$ [RPA 99. Art 6.2, 3].

A : Coefficient d'accélération de zone.

$A = 0.25$ (zone III, groupe 2) ; (Tableau 4.1 / RPA 99)

C_p : facteur de force horizontale

$C_p = 0.3$ (Tableau 6.1 / RPA 99)

W_p : poids de l'acrotère.

$W_p = 1.675$ KN/ml

$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.3 \times 1.675 = 0.502$ KN

$F_p < Q = 1$ KN

Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force F_p d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

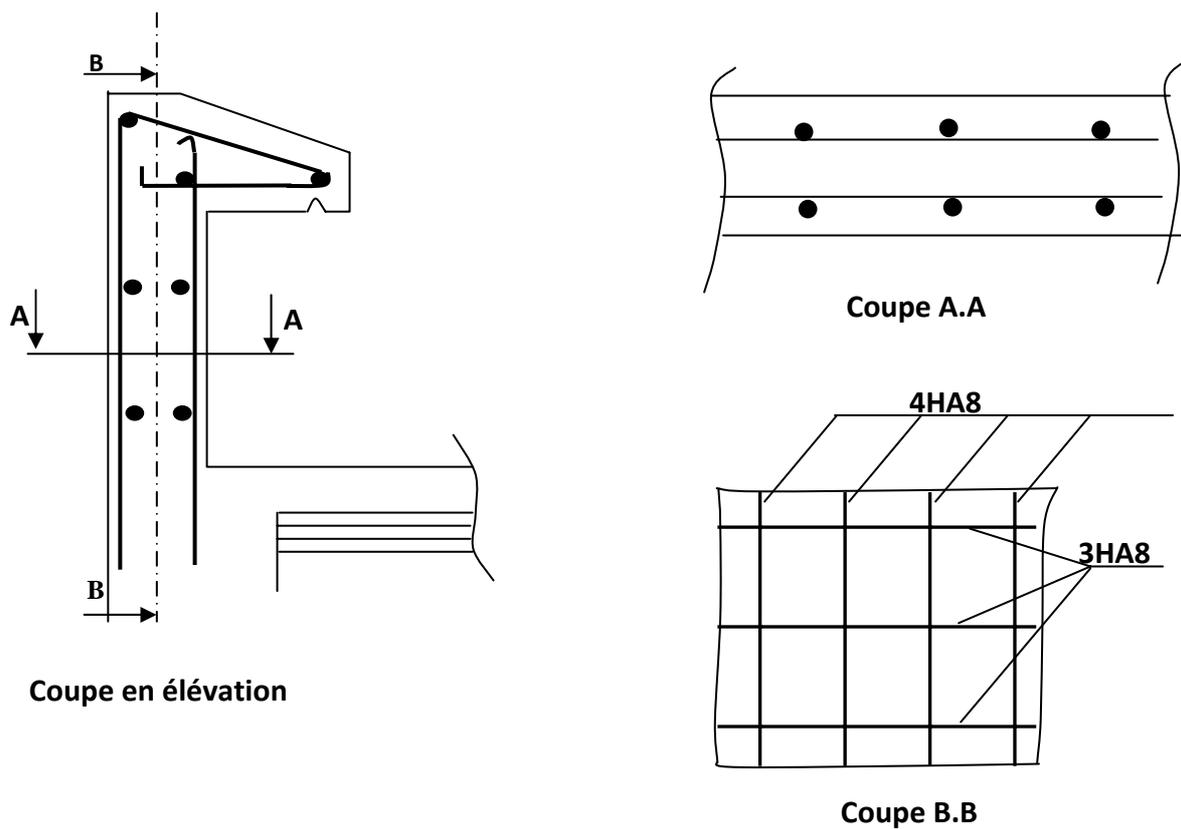


Figure III-5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III. 2. Calcul des escaliers

1) Définition

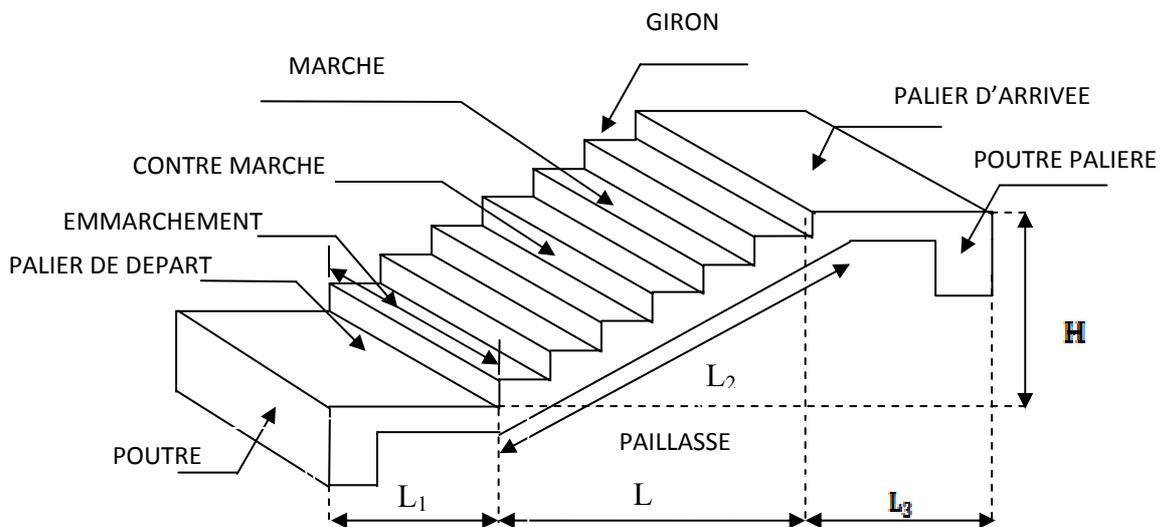
Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre bâtiment comporte deux types d'escalier en béton armé coulé sur place :

- escalier du RDC : à trois volées avec deux paliers intermédiaires.
- escalier d'autres niveaux : sont à deux volées identiques avec un palier intermédiaire.

2) Terminologie et Définitions

Sur la figure..... sont représentés les différents éléments constituant un escalier.



- g : giron (largeur des marches).
- h : Hauteur des marches.
- E : Emmarchement.
- H : hauteur de la volée.
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier.
- L_1 : longueur du palier de départ.
- L_2 : longueur projeté de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.

Figure III-6. Schéma présentatif des escaliers

III.2.1 type 1(escalier de l'étage courant)

III.2.1 .1. Pré dimensionnement

a) Présentation schématique

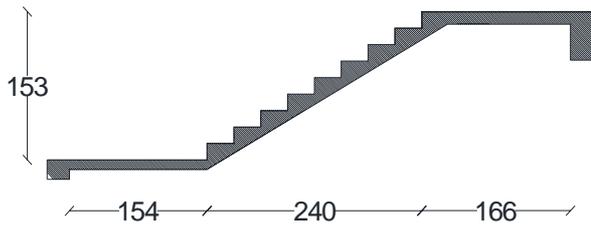


Figure III-7 : coupe verticale des escaliers

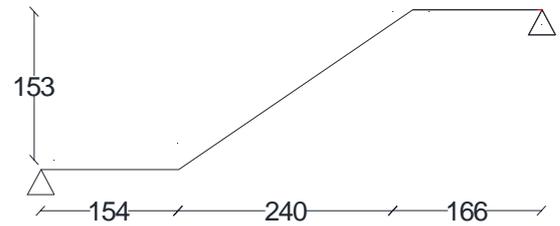


Figure III-8 : schéma statique d'escalier

b) Les marches et les contre marches

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser la condition suivant :

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}.$$

La limite inférieure 0,60 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,64 correspond, à des locaux publics.

Avec une hauteur d'étage de 3.06 m, pour un bâtiment recevant du public, la hauteur des marches est :

$$\begin{cases} 13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}. \\ 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm} \end{cases}$$

On prend la hauteur des marches $h = 17\text{ cm}$.

Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n = 9$ contre marches.

Le nombre de marches : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \Rightarrow m = 8$ marches.

AN :

Pour $h = 17\text{ cm}$ \implies on aura : $26\text{ cm} \leq g \leq 30\text{ cm}$ donc on prend $g = 30\text{ cm}$.

le dimensionnement des marches et contre marche se fera par la formule de "BLONDEL"

$$60 \leq g + 2h \leq 64 \text{ [cm]}.$$

c) L'emmarchement

L'emmarchement est défini par sa fonction et son utilisation ; sa valeur ne doit pas être inférieure à 1.20m pour permettre le croisement des personnes.

$$\text{Emmarchement} = (270-0.30)/2 = \mathbf{1.20 \text{ m.}}$$

Remarque :

Pour tout le calcul des escaliers, il est recommandé de prendre 270cm au lieu de 240 cm pour la longueur de la volée.

d) Dimensionnement de la paillasse

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \quad \text{Avec } L' = L_1 + L_2 + L_3$$

$$L = 8 \times 30 = 240 \text{ cm.}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\Rightarrow L_2 = \frac{240}{\cos 32.52^\circ} = 284.62 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 154 + 284.62 + 166 = 604.62 \text{ cm}$$

$$\mathbf{D'où} \frac{604.62}{30} \leq e_p \leq \frac{604.62}{20} \Rightarrow 20.15 \leq e_p \leq 30.23 \text{ cm}$$

On prend $e_p = \mathbf{25 \text{ cm.}}$

III.2.1.2. Détermination des charges et surcharges

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur et considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes

Palier :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ml)
1	Paillasse	0.25	25x0.25x1=6,25
2	Mortier	0.02	22x0.02x1= 0,44
3	Couche de sable	0.02	18x0.02x1=0,36
4	Revêtement en carrelage	0.02	22x0.02x1=0,44
			G = 7,49

Volée :

Volée N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)
1	La paillasse	0.25	$G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0.25}{\cos 32.52} = 7.412$
2	Marche	0.17	$G_m = 25 \times \frac{h}{2} \times 1 = 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 2.125$
3	Mortier de pose	0.02	$22 \times 0.02 \times 1 = 0,44$
4	Revêtement en carrelage	0.02	$22 \times 0.02 \times 1 = 0,44$
			G= 10,417

- Palier : G= 7,49 KN/ml.
- Volée : G= 10,417 \cong 10.42 KN/ml.

b) Surcharges d'exploitations

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est :

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

- **Combinaison des charges et surcharges**

Etat limite ultime ELU

$$\text{Palier : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 7,49 + 1,5 \times 2,5 = 13,86 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 10,42 + 1,5 \times 2,5 = 17,82 \text{ KN/ml}$$

III.2.1.3 Calcul des efforts internes

a)- Réactions d'appuis

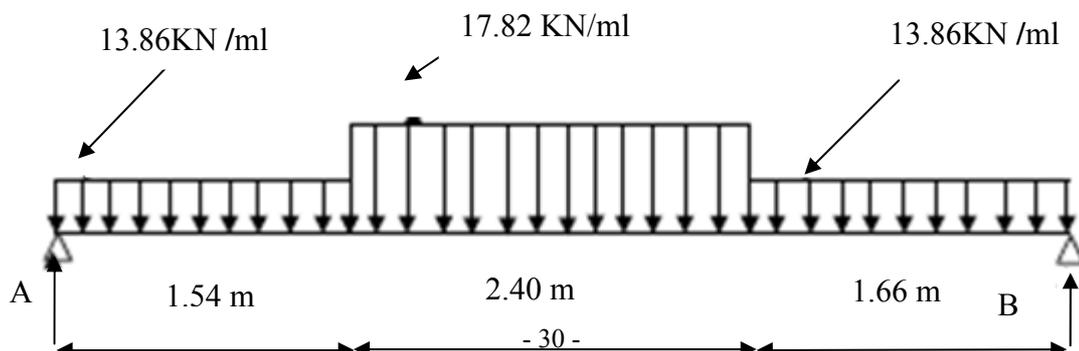


Figure-III-9) schéma statique d'escalier

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1.54 \times 13,86 + 17,82 \times 2,40 + 13,86 \times 1,66 = 87,12 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B (1.54 + 2.40 + 1.66) - 13.86 \times 1.66 (1.66/2 + 2.4 + 1.54) - 17.82 \times 2.40 (2.40/2 + 1.54) - 13.86 \times 1.54 (1.54/2) = 0$$

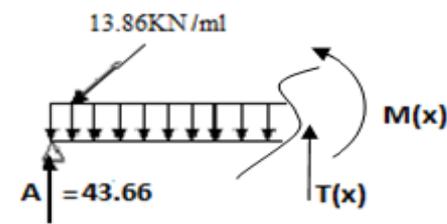
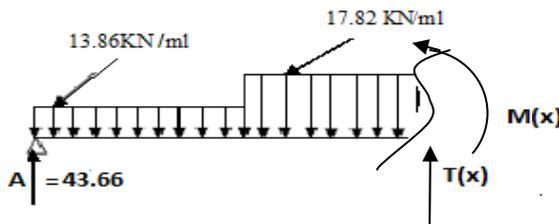
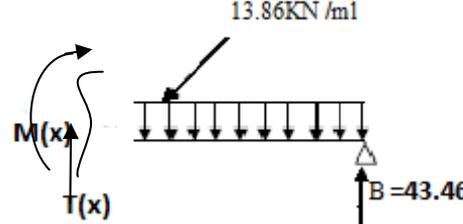
On obtient finalement :

$$R_B = 43.46 \text{ KN.}$$

$$R_A = 43.66 \text{ KN.}$$

b) Efforts tranchants et moments fléchissant

Efforts tranchants

TRONCONS (m)	EXPRESSION	X en (m)	T(x) en (KN)	Schéma statique a l'ELU
0 ≤ x ≤ 1.54	T(x)+43.66-13.86(x)=0	0	-43.66	
	T(x)=-43.66+13.86(x)	1.54	-22.3156	
1.54 ≤ x ≤ 3.94	T(x)+43.66-13.86(1.54)-17.82(x-1.54)=0	1.54	-22.3156	
	T(x)=-43.66+13.86(1.54)+17.82(x-1.54)	3.94	20.4524	
	T(x)=0	2.79	0	
0 ≤ x ≤ 1.66	T(x)+43.46-13.86(x)=0	0	43.46	
	T(x)=-43.46+13.86(x)	1.66	-20.4524	

Le moment fléchissant

TRONCONS (m)	EXPRESSION	X(m)	M(x) (KN .m)
$0 \leq x \leq 1.54$	$M(x) - 43.66(x) + 13.86(x)\left(\frac{x}{2}\right) = 0$ $M(x) = 43.66(x) - 13.86(x)\left(\frac{x}{2}\right)$	0	0
		1.54	50.80
$1.54 \leq x \leq 3.94$	$M(x) - 43.66(x) + 13.86(1.54)\left(x - \frac{1.54}{2}\right) + \frac{17.82}{2}(x - 1.54)^2 = 0$ $M(x) = 43.66(x) - 13.86(1.54)\left(x - \frac{1.54}{2}\right) - \frac{17.82}{2}(x - 1.54)^2$	1.54	50.80
		3.94	53.04
		2.79	64.77
$0 \leq x \leq 1.66$	$M(x) - 43.46(x) + 13.86(x)\left(\frac{x}{2}\right) = 0$ $M(x) = 43.46(x) - 13.86(x)\left(\frac{x}{2}\right)$	0	0
		1.66	53.04

Remarque :

En tenant compte des semi encastremets les moments max en travée et en appuis sont affectés par des coefficients réducteurs 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 64.77 = 55.06 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 64.77 = -19.43 \text{ KN m}$$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

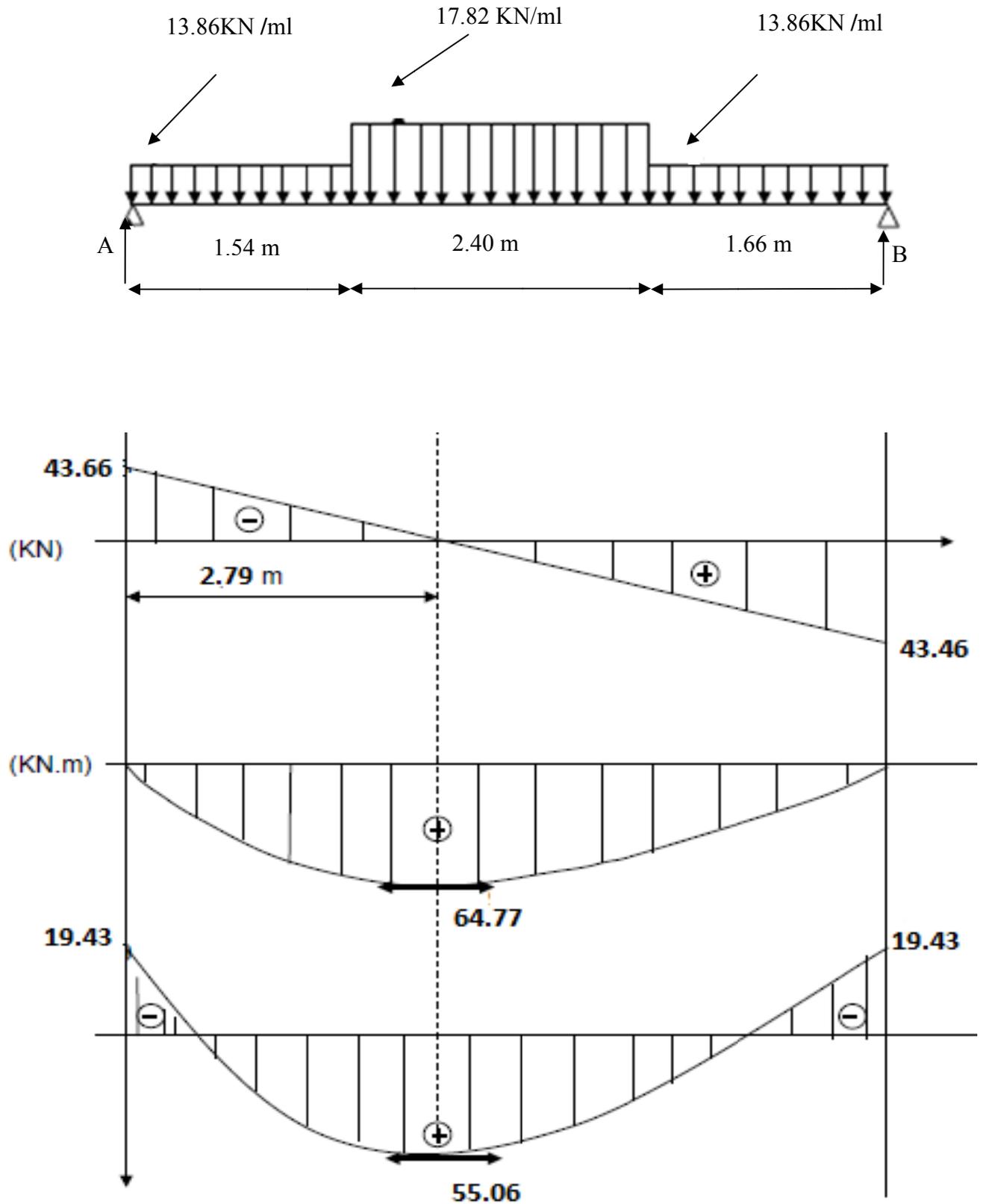


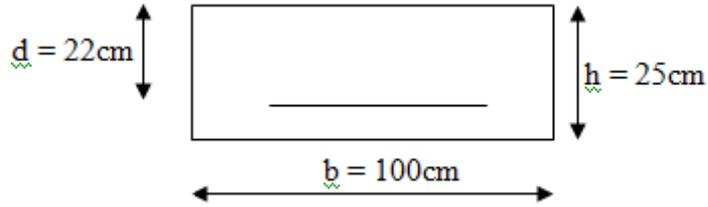
Figure .III-10) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III-2-1-4) Ferrailage

- Calcul des armatures

On calcule une section rectangulaire (en flexion) dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 22 \text{ cm}.$$



$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} \quad A_r = \frac{A_t}{4}$$

	M _u (KN.m)	μ _u	obs.	β	A _{min} (cm ²)	Armatures principales A _t			Armatures de répartition A _r		
						A (cm ²)	A adoptée (cm ²)	S _t (cm)	A _r (cm ²)	A _r adoptée (cm ²)	S _t (cm)
Travée	55.06	0.080	SSA	0.958	2.6565	7.51	7 HA 12	14	1.98	4 HA 10	25
Appuis	19.43	0.028	SSA	0.986	2.6565	2.65	4 HA 10	25	0.79	4 HA 10	25

III-2-1-5) vérifications à l'ELU

- Vérification de la non fragilité du béton : (BAEL 91, Art. A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 22 * \frac{2.1}{400} = 2.6565 \text{ cm}^2$$

a) En travée : A_t = 7.92 cm² > A_{min} —————> condition vérifiée.

b) Aux appuis : A_a = 3.14 cm² > A_{min} —————> condition vérifiée.

- Vérification de contrainte tangentielle : (Art A 5.1, 2/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_{u adm}$$

Avec T_u : effort tranchant maximal : $T_u = 43.66 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{43.66 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0.198 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.198 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ adm}} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_{u \text{ adm}} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33, 5 \text{ MPa}\} \Rightarrow \tau_{u \text{ adm}} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.198 \text{ MPa} \leq \tau_{u \text{ adm}} = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (au niveau des appuis)**

(Art A.5.1.313/BAEL 91modifié 99)

On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec } a \leq 0.9d$$

$$T_{max} \leq 43.66 \text{ KN} < 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.22 \times 1 = 1320 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se \text{ adm}} = f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

= 1.5 pour les aciers HA.

$\sum u$: périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u} = \frac{43.66 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 7 \times 3.14 \times 12} = 0.836 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \tau_{se \text{ adm}}$ Condition vérifiée.

- **Longueur de scellement**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se \text{ adm}}} = \frac{2.1 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Avec :

$$\tau_{se adm} = 0.6^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm.}$$

Soit : $L_s = 17 \text{ cm}$

- **Espacement des barres**

Armatures principales

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{En travée : } e = 14 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{En travée : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III-2-1-6) Calcul à l'ELS

- **Combinaison de charges**

Palier : $q_u = G + Q = 7,49 + 2,5 = 9,99 \text{ KN/ml.}$

Volée : $q_u = G + Q = 10,42 + 2,5 = 12,92 \text{ KN/ml.}$

- **Calcul des efforts internes**

- a) **Réactions d'appuis**

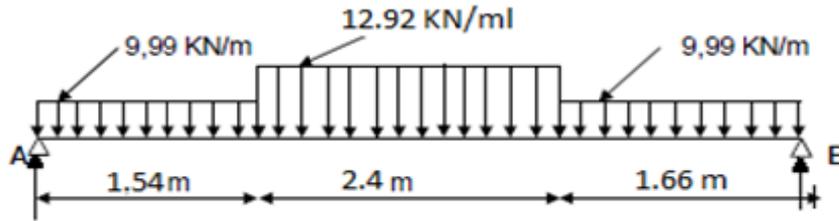
$$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1.54 \times 9.99 + 12.92 \times 2.40 + 9.99 \times 1,66 = 62.976 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B (1.54 + 2.40 + 1.66) - 9.99 \times 1.66 (1.66/2 + 2.4 + 1.54) - 12.92 \times 2.40 (2.40/2 + 1.54) - 9.99 \times 1.54 (1.54/2) = 0$$

On obtient finalement :

$$R_B = 31.413 \text{ KN.}$$

$R_A = 31.563 \text{ KN.}$



b) Efforts tranchants et moments fléchissant

Efforts tranchants

TRONCONS m	EXPRESSION	X(m)	T(x) en (KN)	Schéma statique a l'ELU
$0 \leq x \leq 1.54$	$T(x)+31.563-9.99(x)=0$	0	-31.563	
	$T(x)=-31.563+9.99(x)$	1.54	-16.1784	
$1.54 \leq x \leq 3.94$	$T(x)+31.563-9.99(1.54)-12.92(x-1.54)=0$	1.54	-16.1854	
	$T(x)=-31.563+9.99(1.54)+12.92(x-1.54)$	3.94	14.8296	
	$T(x)=0$	2.79	0	
$0 \leq x \leq 1.66$	$T(x)+31.413-9.99(x)=0$	0	-31.413	
	$T(x)=-31.413+9.99(x)$	1.66	-14.8296	

Le moment fléchissant

TRONCONS	EXPRESSION	X(m)	M(x) (KN .m)
$0 \leq x \leq 1.54$	$M(x) - 31.563(x) + 9.99(x)\left(\frac{x}{2}\right) = 0$	0	0
	$M(x) = 31.563(x) - 9.99(x)\left(\frac{x}{2}\right)$	1.54	36.76
$1.54 \leq x \leq 3.94$	$M(x) - 31.563(x) + 9.99(1.54)\left(x - \frac{1.54}{2}\right) + \frac{12.92}{2}(x - 1.54)^2 = 0$	1.54	36.76
		3.94	38.38
	$M(x) = 31.563(x) - 9.99(1.54)\left(x - \frac{1.54}{2}\right) - \frac{12.92}{2}(x - 1.54)^2$	2.79	46.89
$0 \leq x \leq 1.66$	$M(x) - 31.413(x) + 9.99(x)\left(\frac{x}{2}\right) = 0$	0	0
	$M(x) = 31.413(x) - 9.99\left(\frac{x^2}{2}\right)$	1.66	38.38

Remarque

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 46,89 = 39,8565 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 46,89 = -14,067 \text{ KN m}$$

Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS

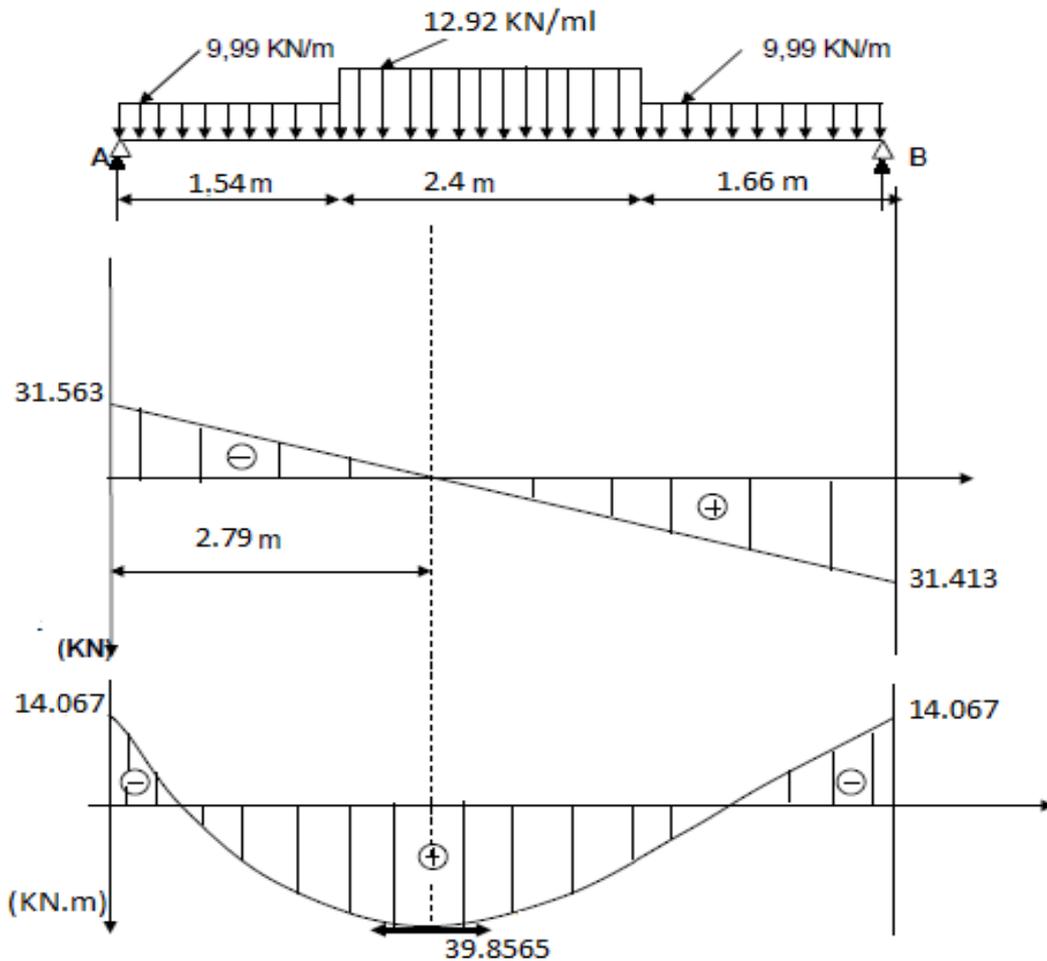


Figure-III-11) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III-2-1-6) Vérification à l'ELS

- **Etat limite de résistance de béton à la compression** : (Art. A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc adm}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 22} = 0.36$$

$$K_1 = 38,76 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.907$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{39.8565 \times 10^3}{0.907 \times 22 \times 7.92} = 252.20 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_s < \sigma_{s adm} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{252.20}{38.76} = 6.51 \text{ MPa} < \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art. B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (25 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 5.6 m) ;

M_t : moment max en travée ($M_t = 39.8565 \text{ KN.m}$) ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{560} = 0.04 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{la condition n'est pas vérifiée ;}$$

Donc, on doit calculer la flèche.

$$f \leq f_{adm} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} = 0.5 \text{ cm} + \frac{560}{1000} = 1.15 \text{ cm}$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq f_{adm}$$

f_{adm} : La flèche admissible.

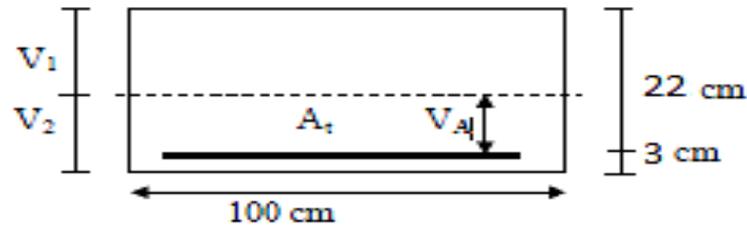
E_v : Module de déformation différée ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

V_1 : Position de l'axe neutre ;

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$



$$B_0 = bh + 15A_t = 100 \times 25 + 15 \times 7.92 = 2618.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 7.92 \times 18}{2618.8} = 12.75 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12.75 = 12.25 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (A_A)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (12.75^3 + 12.25^3) + 15 \times 7.92 \times (9.25)^2 = 137644.40 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{7.92}{100 \times 22} = 0.0036 \longrightarrow \rho\% = 0.36$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{39.8565 \times 10^6}{0.907 \times 220 \times 792} = 252.20 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) 0.36} = 0.023$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0.989$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 137644.40}{1 + 0.023 \times 0.989} = 148041.34 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{39.8565 \times 10^5 (560)^2}{10 \times 10818.865 \times 148041.34 \times 10^2} = 0.78 \text{ cm}$$

$$f = 7.8 \text{ mm} \leq f_{adm} = 11.5 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III. 3. Etude de la poutre palière

III-3-1) Pré-dimensionnement

a)-Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L_{max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur de la poutre.

$$L_{max} = 240\text{cm} \implies \frac{240}{15} \leq h_t \leq \frac{240}{10} \text{ Donc : } 16\text{ cm} \leq h_t \leq 24\text{ cm}$$

On opte pour $h_t = 30\text{ cm}$

b)-Largeur

La largeur de la poutre palière est donnée par : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

D'où : $14\text{ cm} \leq b \leq 24.5\text{ cm} \implies$ On prend $b = 25\text{ cm}$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30)\text{ cm}^2$

d)-vérifications relatives aux exigences du RPA (ART 7.5.1 du RPA99) :

- $b \geq 20\text{cm}$ $25 \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée
- $h_t \geq 30\text{cm}$ $30=30\text{cm}$ condition vérifiée
- $h_t / b \leq 4$ $30/25 = 1.2$ condition vérifiée

III-3-2) détermination des charges et surcharges

Poids propre de la poutre : $G=25 \times 0.30 \times 0.25 = 1.875\text{ KN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui :

- ELU : $T_u = 43.46\text{ KN}$.
- ELS : $T_s = 31.413\text{ KN}$.

Combinaison de charges

$$\text{a-ELU : } q_u = 1.35G + \frac{2 T_u}{L} = 1.35 \times 1.875 + \frac{2 \times 43.46}{2.40} = 38.75\text{ KN/ml}$$

$$q_u = 38.75\text{ KN/ml}$$

$$\text{b- ELS: } q_s = G + \frac{2 T_s}{L} = 1.875 + \frac{2 \times 31.413}{2.40} = 28.05 \text{ KN/ml} \quad \text{ainsi : } q_s = 28.05 \text{ KN/ml}$$

Schémas statiques

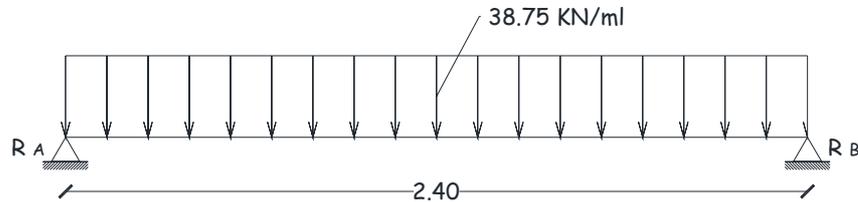


Figure III-12 Schéma statique de la poutre palière à l'E.L.U.

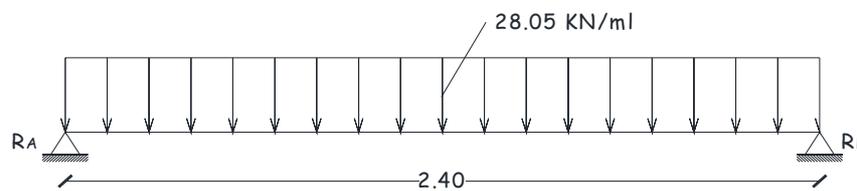


Figure III-13 Schéma statique à l'E.L.S.

III-3-3) calcul à l'E.L.U

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{38.75 \times 2.40}{2} = 46.50 \text{ KN.}$
- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{38.75 \times (2.40)^2}{8} = 27.90 \text{ KN.m.}$
- Moment corrigé :
 - Entravée : $M_t = 0.85 M_0 = 23.72 \text{ KN.m.}$
 - Aux appuis : $M_t = -0.3 M_0 = -8.37 \text{ KN.m.}$
- Effort tranchant : $V_u^{\max} = 46.50 \text{ KN}$

III-3-4) calcul à l'E.L.S

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{28.05 \times 2.40}{2} = 32.46 \text{ KN.}$
- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{28.05 \times (2.40)^2}{8} = 19.48 \text{ KN.m.}$
- Moment corrigé :
 - En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 16.56 \text{ KN.m.}$
 - Aux appuis : $M_t = -0.3 M_0 = -5.84 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $V_s^{\max} = 32.46 \text{ KN}$

• Diagrammes des efforts internes :

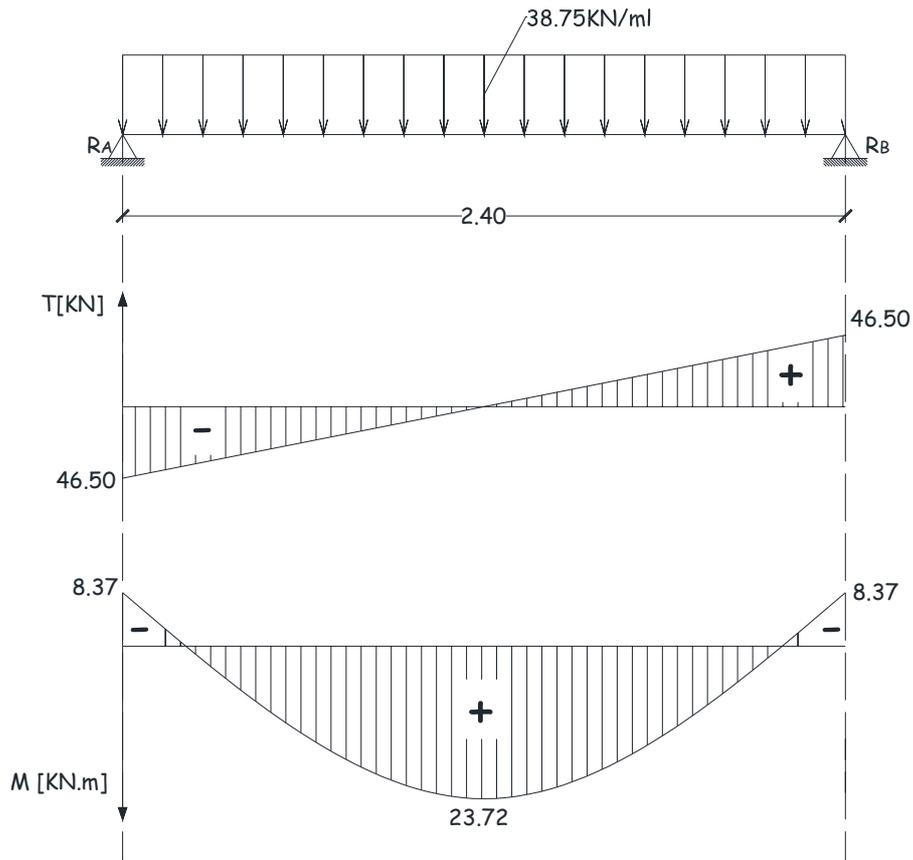


Figure III-14 Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELU

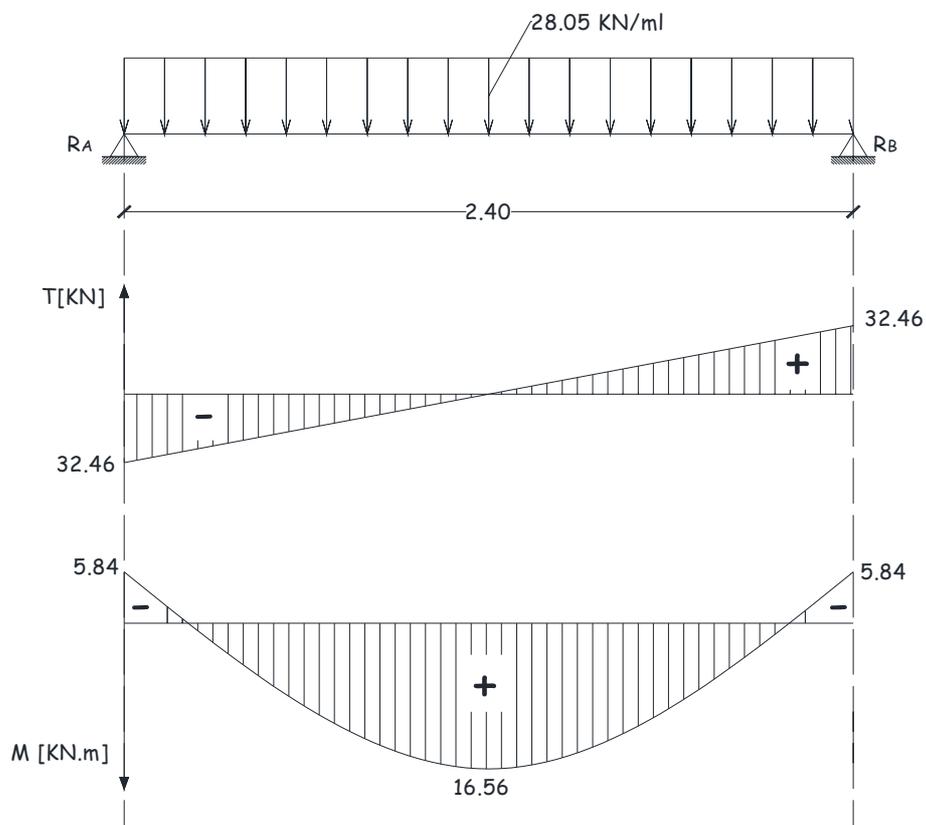


Figure III-15 Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELS

III-3-5) ferrailage à l'ELU**a. Calcul des armatures principales**

En travée : $M_t = 23.72 \text{ KN.m}$ $d=h-c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{23.72 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.17} = 0.0765 < 0.392 \quad \Longrightarrow \text{S.S.A} \quad \Longrightarrow \beta = 0.960$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{23.72 \times 10^3}{0.960 \times 27 \times 348} = 2.63 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section **3HA12** = 3.39 cm²

Aux appuis : $M_a = - 8.37 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{8.37 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.17} = 0.027 < 0.392 ; \quad \text{S. S. A} \quad \Longrightarrow \beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.37 \times 10^3}{0.987 \times 27 \times 348} = 0.90 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section **3 HA 12** = 3.39 cm²

NB : Le **RPA99** exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5 en toute section d'où : 3.39 + 3,39= 6.78 cm².

$$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3.75 \text{ cm}^2$$

6.78 > 3.75 \Longrightarrow Exigence vérifiée.

III-3-6) Vérification à l'ELU (BAEL 91)**a. Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 0.90 \\ A_t = 2.63 \end{array} \right\} > A_{min} = 0.82 \text{ cm}^2 \Longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

b. Effort tranchant

$$\tau_u = V_u / b d = 46500 / 250 \times 300 = 0,62 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ adm}} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33, 5 \text{ MPa}\} \Rightarrow \tau_{u \text{ adm}} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,62 \text{ MPa} < \tau_{u \text{ adm}} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui

$$\frac{0,4 f_{c28} \times 0,9 d b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 2500 \times 0,9 \times 27 \times 25}{1,5} = 405 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\text{max}} = 46,50 \text{ KN} < 405 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d. Influence sur les armatures inférieures

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[\frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) \right] \text{ Avec } M_a = -8,37 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1,15}{4 \times 10^4} \left(46500 - \frac{8,37 \times 10^5}{0,9 \times 27} \right) \right] = 0,347 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,347 \text{ cm}^2 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e. Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{u \text{ se}} \quad \sum U_i = 3 \times \pi \times 12$$

$$\tau_{se} = \frac{46500}{0,9 \times 270 \times 3 \times 3,14 \times 12} = 1,693 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se \text{ adm}} = s_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \psi_s = 1,5: \text{ coefficient de scellement droit}$$

$$\tau_{se} < \tau_{se \text{ adm}} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \Longrightarrow \text{Pas de risque d'entraînement des barres.}$$

f. Les ancrages courbes et la condition de non écrasement du béton :

$$r = 5,5\phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm} : \text{ pour les barres à haute adhérence.}$$

$$\theta = 90^\circ : \text{ Ancrage droit.}$$

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times (0,6 \times \frac{2}{5} \times f_{t28})} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\alpha = e^{\phi \times \theta} = 1,87$$

$$\beta = \frac{e^{\phi \times \theta} - 1}{\phi} = 2,18 \quad \text{Avec } \phi = 0,4 \text{ (coefficient de frottement)}$$

$$L_1 = ?$$

$$L_2 = b - c - \frac{\phi}{2} - r = 25 - 3 - \frac{1.2}{2} - 6.6 = 14.8 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{l_s - \beta r - L_2}{\alpha} = \frac{42.32 - 2.18 \times 6.6 - 14.8}{1.87} = 7.02 \text{ cm}$$

Dans toute partie courbe de barre, de diamètre ϕ , le rayon moyen r de courbure doit, pour éviter le risque d'écrasement du béton, satisfaire à l'inégalité suivante :

$$\frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left(1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}}$$

$e_r = 2$ cm : distance du centre de courbure à la paroi dont la proximité augmente.

$$\text{AN: } \frac{r}{\phi} \geq 0.2 \left(1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{f_e}{f_{c28}} \iff \frac{6.6}{1.2} \geq 0.2 \left(1 + \frac{1.2}{2} \right) \times 1 \times \frac{400}{25} \iff 5.5 \geq 5.12$$

Les crochets des armatures aux appuis vont être à 90° avec $L_1 = 5$ cm.

III-3-7) Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = 8,57 \text{ mm .soit } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8. $A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$.

-Exigence du (R.P.A99 version 2003) [Art .7.5.2.2]

- **espacement :**

- Zone nodale : $e \leq \{ h/4, 12 \phi, 30 \} = 7,5$ cm. Soit $e = 7$ cm

- Zone courante : $e \leq h/2 = 15$ cm. Soit $e = 15$ cm.

- Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 \times e \times b = 0.525 \text{ cm}^2.$$

$2.01 > 0.525 \text{ cm}^2 \implies$ exigence vérifiée.

III-3-8) Vérification à l'E.L.S

- **Aux appuis :** $M_a = -5.84 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502 \iff \beta_1 = 0.893 \iff \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.321$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.032$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5.84 \times 10^6}{0.893 \times 270 \times 339} = 71.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 71.45 < 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,032 \times 71.45 = 2.286 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée :** $M_s = 16.56 \text{ KN.m.}$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.63}{25 \times 27} = 0.389 \quad \beta_1 = 0.904 \quad \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.288$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.027$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 x d x A_t} = \frac{16.56 \times 10^6}{0.904 \times 270 \times 263} = 257.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 257.97 < 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,027 \times 257.97 = 6.965 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-3-9) Vérification de la flèche

$$f = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2.63}{25 \times 27} = 0.004$$

$$B_0 = bh + 15A_t = 25 \times 30 + 15 \times 2.63 = 789.45 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 2.63 \times 27 = 12315.15 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = \frac{12315.15}{789.45} = 15.60 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 15.60 = 14.4 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_t(V_2 - c)^2]$$

$$I_0 = \frac{25}{3}(15.60^3 + 14.4^3) + 15[2.63(14.4 - 3)^2] = 61646.922 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.004(2 + 3\frac{25}{25})} = 2.1$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 257.97 + 2.1} = 0.590$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 61646.922}{1 + 2.1 \times 0.590} = 30286.56 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{16.56 \times 10^3 \times 240^2}{10 \times 10818.865 \times 30286.56} = 0.29 \text{ cm}$$

Sachant que $f_{adm} = \frac{240}{500} = 0.48 \text{ cm}$ on constate que $f < f_{adm} \iff$ Condition vérifiée.

III- 4) Calcul des planchers

Introduction

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, constitué en corps creux et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III 4.1) Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520)

La poutrelle est calculée comme une poutre en T donc, il est nécessaire de définir la largeur efficace de la table de compression, cette largeur définit la dimension b de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur b_1 de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$- b_1 \leq L / 2 \quad (1)$$

$$- b_1 \leq L_1 / 10 \quad (2)$$

$$- b_1 \leq 2 / 3 \cdot X \quad (3)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

L_1 : portée libre de la poutrelle (de la plus grande travée).

X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{ cm}$)

d : hauteur utile $d = 21\text{ cm}$

c : enrobage $c = 3\text{cm}$

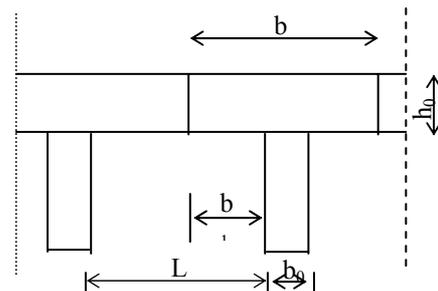
Donc :

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5\text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq 270 / 10 = 27\text{ cm}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq 2 / 3 (270/2) = 90\text{ cm}$$

D'où : $b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65\text{ cm}$



III 4.1.1. Calcul d'armatures

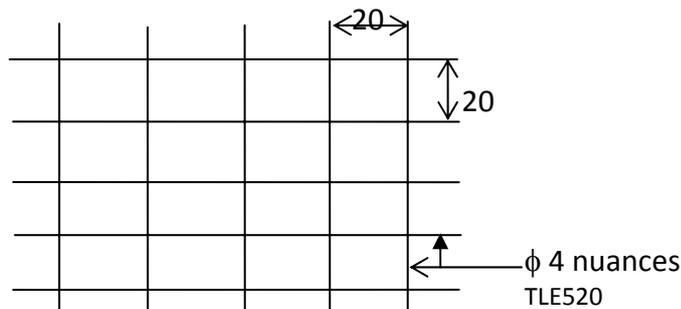
1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = 4 L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

L : distance entre axes des poutrelles

On adopte une section $A = 0,63 \text{ cm}^2$

Soit : $5 \Phi 4 / \text{ml}$, $S_t = 20\text{cm}$: Treillis soudé de 20x20 cm



2)

parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315 \text{ cm}^2$$

On adopte la même section que précédemment

Soit : $5 \Phi 4 / \text{ml}$, $S_t = 20\text{cm}$

Armatures**Conclusion :**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (200x200) mm².

III 4.2. Calcul de la poutrelle

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes.

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

a) Chargement

Poids propre de la poutrelleG = 0,04 x 0,12 x 25 = 0,12 KN/ml

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

Poids de la main d'œuvre.....Q = 1 x 0.65= 0.65 KN/ml.

b) Ferrailage à l'ELU

La combinaison de charge à considérer : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 0,65 = 1,974 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée

$$M_t = q_u \times L^2 / 8 = 1,974 (2,70)^2 / 8 = 1,80 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant

$$T = q_u \times L / 2 = 1,974 (2,70) / 2 = 2,66 \text{ KN}$$

c) Calcul des armatures

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,80 \times 10^3}{12 \times 22^2 \times 14,17} = 2,65 > \mu = 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges avant coulage de la dalle de compression.

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

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5,74 \times 0,65 = 3,731 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 2,50 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

La combinaison de charge :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,48 \text{ KN/ml}$
- ELS: $q_s = G + Q = 5,356 \text{ KN/ml}$

III 4.3. Choix de la méthode de calcul**Méthode forfaitaire****a) Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Elle s'applique aux constructions dont :

- la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN}\}$$

$$Q = 1,625 \text{ KN} < 2G = 7,462 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées \implies **Condition vérifiée.**

- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left. \begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 3,00 / 3,00 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 3,00 / 2.70 = 1.11 \\ L_i / L_{i+1} = 2.70 / 2.70 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 2.70 / 2.70 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 2.70 / 3,00 = 0.9 \\ L_i / L_{i+1} = 3,00 / 3,00 = 1 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \implies **Condition vérifiée.**

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

b) Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L : longueur entre nus des appuis.

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

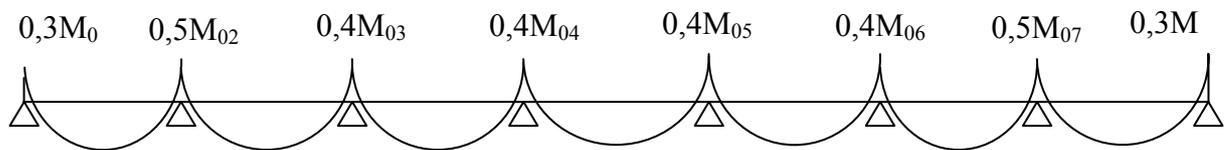
- $M_t \geq \max\{1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

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 d'une poutre à plus de trois travées

c) Application de la méthode

Calcul du rapport de charge α :
$$\alpha = \frac{1,625}{1,625 + 3,731} = 0,303$$



$$M_{0I} = 7,48 \times \frac{(2,70)^2}{8} = 6,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = M_{0I} = 6,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 7,48 \times \frac{(2,70)^2}{8} = 6,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 6,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{0III} = 7,48 \times \frac{(2,40)^2}{8} = 5,386 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 6,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{0IV} = 7,48 \times \frac{(2,40)^2}{8} = 5,386 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \max(M_{0III}, M_{0IV}) = 5,386 \text{ KN.m}$$

$$M_{0V} = 7,48 \times \frac{(2,40)^2}{8} = 5,386 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \max(M_{0IV}, M_{0V}) = 5,386 \text{ KN.m}$$

$$M_{0VI} = 7,48 \times \frac{(2,70)^2}{8} = 6,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \max(M_{0V}, M_{0VI}) = 6,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{0VII} = 7,48 \times \frac{(2,70)^2}{8} = 6,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = \max(M_{0VI}, M_{0VII}) = 6,82 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 2.046 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 M_{02} = 3.41 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{03} = 2.728 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 M_{04} = 2.155 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,4 M_{05} = 2.155 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,4 M_{06} = 2.728 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0,5 M_{07} = 3,41 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = 0,3 M_{07} = 2.046 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,646 M_0 \quad \text{Pour travée de rive} \implies \text{on retiendra } M_t = 0.85 M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,546 M_0 \quad \text{Pour travée intermédiaire} \implies \text{on retiendra } M_t = 0.70 M_0$$

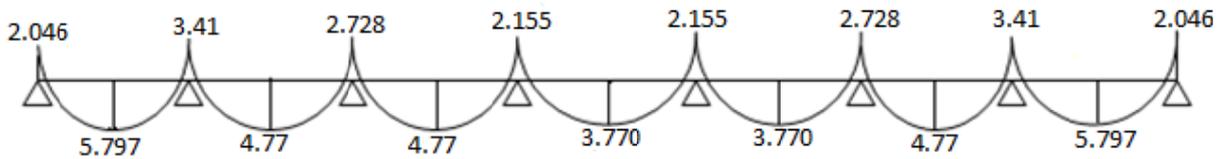


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

d) Calcul des efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \quad ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w (KN.m)	3.41	2.728	2.155	2.155	2.728	3.41	2.046
M_e (KN.m)	2.046	3.41	2.728	2.155	2.155	2.728	3.41
T_w (KN)	-9.593	-10.35	-9.215	-8.976	-8.74	-9.85	-10.603
T_e (KN)	10.603	9.85	8.74	8.976	9.215	10.35	9.593

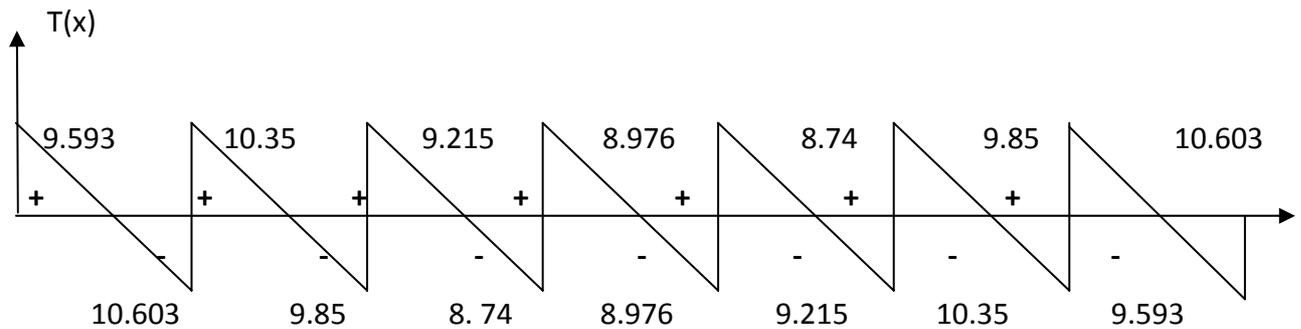


Figure : Diagramme des efforts tranchants

III 4.4) Calcul des armatures

III 4 .4.1) Calcul à ELU

Le calcul ce fait avec les moments max en travées et sur appuis

a) Armatures longitudinales

➤ En travées

Le moment maximal en travée : $M_{\max}^t = 5.797 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M = b x h_0 x \left(d - \frac{h_0}{2} \right) x f_{bu} = 0,65 x 0,04 x \left(0,17 - 0,04/2 \right) x 14,17 x 1000 = 55.263 \text{ KN.m}$$

$$M = 55.263 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{\max}^t \leq M \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.797 x 10^3}{65 x 17^2 x 14,17} = 0.022 < 0.392 \Rightarrow \mu_b < \mu_e \Rightarrow \text{S. S. A} \Rightarrow A_s = 0$$

$$\mu_b = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Donc :}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5,797 \times 10^3}{0,989 \times 17 \times 348} = 0,991 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 04 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Aux appuis

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 3,41 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,41 \times 10^3}{65 \times 17^2 \times 14,17} = 0,013 < 0,392 \implies \mu_b < \mu_e \implies \text{S. S. A} \implies A_s = 0$$

$$\mu_b = 0,013 \implies \beta = 0,993$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Donc :}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{3,41 \times 10^3}{0,993 \times 17 \times 348} = 0,580 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 2 \text{ HA } 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures est donné par (**Art A.7.2.12, BAEL91**):

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

ϕ_1^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre **2 ϕ 6** avec $A_t = 2 \text{ RL6} = 0,57 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

L'espacement des cadres

$$St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 17; 40 \text{ cm}) = 15,3 \text{ cm}$$

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,57 \times 400}{12 \times 0,4} = 47,5 \text{ cm}$$

Soit un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

III 4.5) Vérification à l'ELU

1) **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 17 \frac{2,1}{400} = 0,246 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,246 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifié}$$

➤ **Aux appuis**

$$A_a = 1.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,246 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifié}$$

2) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot x d} = \frac{10,603 \times 10}{17 \times 12} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \implies \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum u_i}$$

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{10,603 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 1 \times \pi \times 10} = 2.206 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

4) Ancrage des barres

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}, \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,27 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 35,27 = 14,108\text{cm}$$

5) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,17 \times 10^3 \times 25 = 122.553 \text{ KN}.$$

$$V_u^{\max} \leq 151.39 \text{ KN}$$

- **Appuis de rive**

$$V_{\max} = 9.593 \text{ KN} < 122.553 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires**

$$V_{\max} = 10,603 < 151.39 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

6) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$

- **Appuis de rive**

$$A = 1.01 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(9,593 - \frac{2.046}{0,9 \times 0,17} \right) = -0.109 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.01 \geq -0,109 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires**

$$A = 2.01 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(10,603 - \frac{3.41}{0,9 \times 0,17} \right) = -0.336$$

$$A = 2.01 \geq -0.336 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

7) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{10,603 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 120} = 0,578 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \implies \text{Condition vérifiée}$$

III 4.4.2) Calcul à L'ELS

Le chargement à l'ELS

$$M_{0I} = 5.356 \times \frac{(2,70)^2}{8} = 4.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = M_{0I} = 4.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 5.356 \times \frac{(2,70)^2}{8} = 4.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 4.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{0III} = 5.356 \times \frac{(2,4)^2}{8} = 3.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 4.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{0IV} = 5.356 \times \frac{(2,4)^2}{8} = 3.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \max(M_{0III}, M_{0IV}) = 3.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{0V} = 5.356 \times \frac{(2,4)^2}{8} = 3.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \max(M_{0IV}, M_{0V}) = 3.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{0VI} = 5.356 \times \frac{(2,70)^2}{8} = 4.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \max(M_{0V}, M_{0VI}) = 4.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{0VII} = 5.356 \times \frac{(2,70)^2}{8} = 4.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = \max(M_{0VI}, M_{0VII}) = 4.88 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0,3 \quad M_{01} = 1.464 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \quad M_{02} = 2.44 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \quad M_{03} = 1.952 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \quad M_{04} = 1.544 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \quad M_{05} = 1.544 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,4 \quad M_{06} = 2.952 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0,5 \quad M_{07} = 2.44 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = 0,3 \quad M_{07} = 1.464 \text{ KN.m}$$

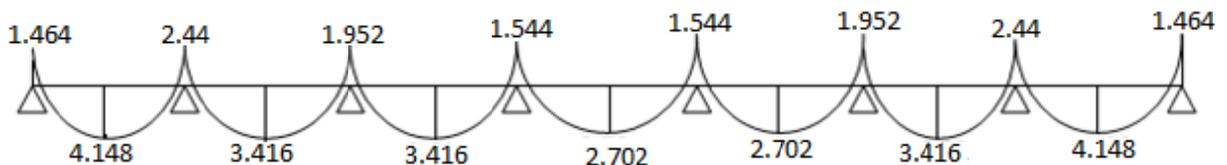


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

- **Les efforts tranchants**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w	1.464	2.44	1.952	1.544	1.544	1.952	2.44
M_e	2.44	1.952	1.544	1.544	1.952	2.44	1.464
T_w	-7.592	-7.050	-6.257	-6.427	-6.597	-7.411	-6.869
T_e	6.869	7.411	6.597	6.427	6.257	7.050	7.592

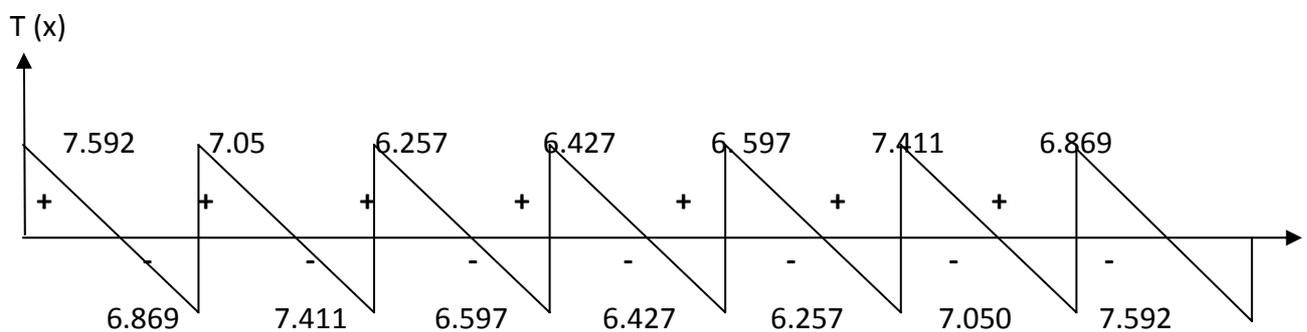


Figure : Diagramme des efforts tranchants

III 4.7) Vérification des contraintes à l'ELS

a) Etat limite de résistance du béton en compression

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

➤ **En travées** : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{12 \times 17} = 0.985$$

$$\rho = 0,985 \Rightarrow \beta_1 = 0,862, \alpha_1 = 0,415 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} \Rightarrow K=0.047$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta d} = \frac{4.148 \times 10^3}{2.01 \times 0,862 \times 17} = 140.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,047 \times 140.83 = 6.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis** : $A_a = 1.01 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.01}{12 \times 17} = 0,494$$

$$\rho = 0,494 \Rightarrow \beta_1 = 0,894 \quad \alpha_1 = 0,318 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} \Rightarrow K = 0,031$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{2,44 \times 10^3}{0,894 \times 1.01 \times 17} = 158.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,031 \times 158.95 = 4.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

b) Etat limite d'ouverture des fissures

En fissuration peu préjudiciable aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

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

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

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{270} = 0,074 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,074 \leq \frac{1}{10} \times \frac{4,148}{4,88} = 0,085$$

La 2^e condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

e) Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \implies \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{2700}{500} = 5,4 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

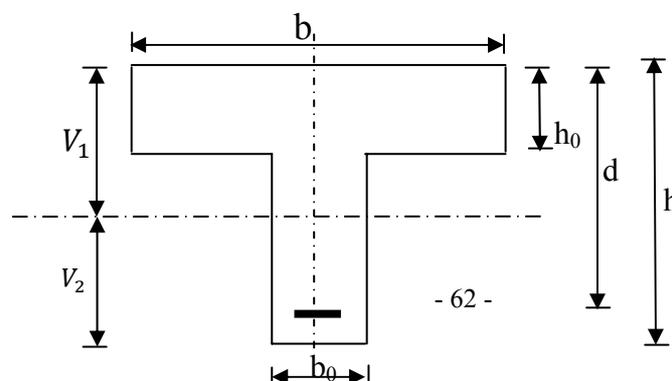
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.



Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 1,50 = 474.5 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S/_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b-b_0)\frac{h^2}{2} + 15A \cdot d = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 1,50 \times 17 = 3206.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3206.5}{474.5} = 6.76 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.76 = 13.24 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b-b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(6.76^3 + 13.24^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (6.76 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 1.50 \times (13.24 - 2)^2 = 18448.10 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1.50}{12 \times 17} = 0,007$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,007} = 2.35$$

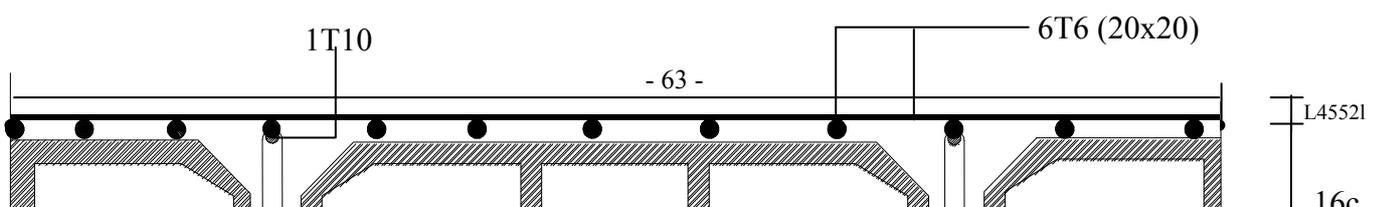
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0,69; 0\} = 0,69$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 18448.10}{1 + 2.35 \times 0,69} = 7740.95 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad f = \frac{4,148 \times 10^6 \times 2700^2}{10 \times 10818,87 \times 7740.95 \times 10^4} = 3.61 < \bar{f} = 8 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition}$$

vérifiée



III.3). les balcons

Le balcon est considéré comme une console encadrée au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

Le balcon est en briques, le poids de garde corps égale 1KN/ml.

$$e_p \geq \frac{120}{10} = 12 \text{ cm.} \quad \text{On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

a) Charges et surcharges

- Charges permanentes :
 - Poids propre de la dalle pleine : $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$
 - Couche de sable (3cm) : $0,03 \times 22 = 0,66 \text{ KN/ml}$
 - Mortier de pose (3cm) : $0,03 \times 18 = 0,54 \text{ KN/ml}$
 - Carrelage scellé (2cm) : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/ml}$
 - Enduit de ciment (1cm) : $0,33 \text{ KN/ml}$

$G_1 = 5.72 \text{ KN/ml}$

 - Poids propre du mur extérieur (concentré) $P_{mc} = 1,80 \times 2,91 = 5,238 \text{ KN.}$
- Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$

Combinaison des charges :

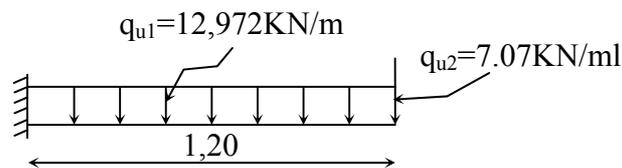
$$\text{E.L.U} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Dalle : } q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1.35 \times 5.72 + 1.5 \times 3.5 = 12,972 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Mur extérieur : $q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \times 5.238 = 7.07 \text{ KN/ml}$

$$\text{E.L.S} \rightarrow \begin{cases} \text{Dalle : } q_{s1} = G_1 + Q_1 = 9,22 \text{ KN/ml} \\ \text{Mur extérieur : } q_{s2} = G_2 = 5.238 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III-1) calcul à l'E.L.U

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.



Moment fléchissant

Soit M_u le moment fléchissant provoqué par la surcharge q_{u1} et la charge q_{u2} tel que

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,972 \times 1,20^2}{2} + 7,07 \times 1,20 = 17,82 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 12,972 \times 1,20 + 7,07 = 22,64 \text{ KN}$$

Calcul des armatures principales

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{17,82 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,17} = 0,0873 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,0873 \rightarrow \alpha = 0,1144 \rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,82 \times 10^6}{0,954 \times 120 \times 34800} = 4,47 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA10 $\rightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2$, $S_{t1} = 16 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{4HA8/ml} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}, \text{ avec } S_{t1} = 25 \text{ cm}$$

Vérifications à l'ELU**a. La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4,71 \text{ cm}^2$$

b. La contrainte tangentielle

La fissuration étant très préjudiciable, le **BAEL91** nous recommande :

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

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{22,64 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,188 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

c. Vérification vis-à-vis de l'entraînement

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d A_s \sum U_i}$$

Avec :

u_i : Périmètre minimal circonscrit à la section du paquet.

$$u_i = n\pi\phi = 6 \times 3,14 \times 10 = 188,4 \text{ cm}$$

La contrainte τ_{se} doit être inférieure à la valeur ultime : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$

A.N. :

$$\tau_{se} = \frac{22,64 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 1,113 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

Ecartement des barres

Pour les armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

$$S_{t1} = 16\text{cm} < 33\text{cm} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

Pour les armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

$$S_{t2} = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

d. Influence de l'effort tranchant aux appuis

- Influence sur le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

$$\frac{3,75 \times V_u}{b f_{c28}} < a \leq 0,9d$$

Nous allons vérifier si l'effort tranchant calculé à l'ELU ($V_u = 28,13 \text{ KN}$) n'est pas plus grand que l'effort que va donner $V_u = 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$ en considérant la valeur de $a = 0,9d$ la plus défavorable.

A.N: $V_u = 0,267 \times 1 \times 0,9 \times 0,12 \times 25 \times 10^3 = 720,9 \text{ KN}$.

- Influence sur les armatures inférieures

$$A \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left(V_u - \left| \frac{M_u}{0,9 d} \right| \right) = \left(\frac{1,15}{400} \right) \left(20,80 \times 10^3 - \frac{15,63 \times 10^6}{0,9 \times 120} \right) = -356,28 \text{ mm}^2$$

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

e. Les ancrages courbes et la condition de non écrasement du béton

$r = 5,5\phi = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm}$: Pour les barres à haute adhérence.

$\Theta = \pi / 2 \text{ rad}$: ancrage droit.

$$\ell_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times (0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28})} = \frac{10 \times 400}{4 \times (0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1)} = 35,27 \text{ cm}$$

$$\alpha = e^{\varphi \times \theta} = 1,87$$

$$\beta = \frac{e^{\varphi \times \theta} - 1}{\varphi} = 2,18$$

Avec $\varphi = 0,4$ (coefficient de frottement)

$$L_1 = ?$$

$$L_2 = b - c - \frac{\phi}{2} - r = 30 - 3 - \frac{1,2}{2} - 5,5 = 20,9 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{l_s - \beta r - L_2}{\alpha} = \frac{35,27 - 2,18 \times 5,5 - 20,9}{1,87} = 2,38 \text{ cm}$$

Dans toute partie courbe de barre, de diamètre ϕ , le rayon moyen r de courbure doit satisfaire à l'inégalité suivante pour éviter le risque d'écrasement du béton :

$$\frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left(1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}}$$

$e_r = 3 \text{ cm}$: distance du centre de courbure à la paroi dont la proximité augmente

$$\text{A.N. : } \frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left(1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{f_e}{f_{c28}} \Leftrightarrow \frac{5,5}{1} \geq 0,2 \left(1 + \frac{1,2}{3} \right) 1 \frac{400}{25} \Leftrightarrow 5,5 \geq 4,26$$

Les crochets des armatures aux appuis vont être à 90° avec $L_1 = 5 \text{ cm}$.

4. Etude à l'ELS

c. Combinaison des charges

$$q_s = G + Q = (5.72) + (3.5) = 9.22 \text{ KN / ml.}$$

$$P_s = G = 5.238 \text{ KN.}$$

d. Calcul des sollicitations

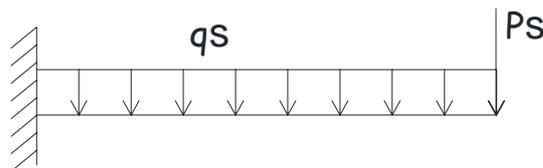


Figure III-8 Chargement à l'ELS

Le moment à l'encastrement est le suivant : $M_s = 9.22 \frac{(1.2)^2}{2} + 5.238 \times 1.20 = 12.924 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant à l'encastrement est le suivant : $T_s = 9.22 \times 1.2 + 5.238 = 16.302 \text{ KN}$

e. Calcul des armatures

$$\mu_1 = \frac{M_s}{bxd^2 \times \sigma_s} = \frac{12.924 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 165} = 0.0054$$

Pour $\mu_1 = 0.00544 \Rightarrow \beta = 0.884 \Rightarrow \alpha_1 = 0.348$ et $K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0356$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.0356 \times 165 = 5.87 \text{ MPa} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

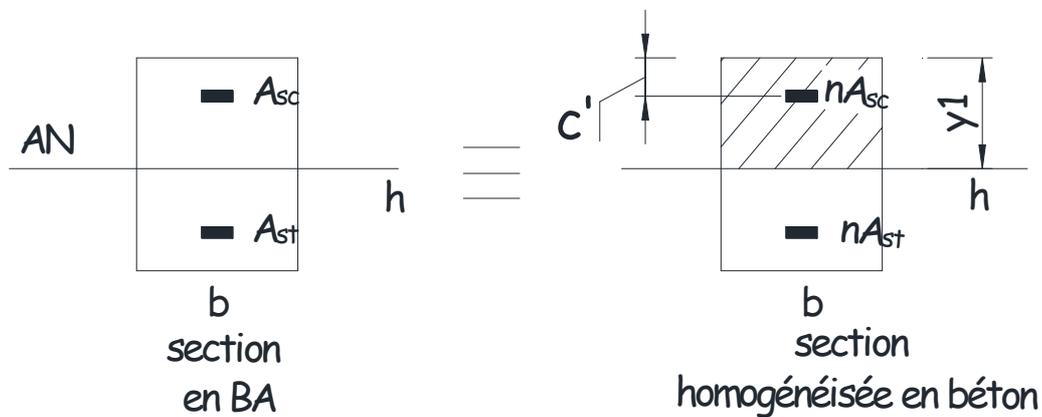
$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d \sigma_s} = \frac{12.92 \times 10^5}{0.884 \times 12 \times 165 \times 10^2} = 7.38 \text{ cm}^2, \text{ soit } 7 \text{ HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2, \text{ avec } e = 15 \text{ cm.}$$

Pour la nappe inférieure de la dalle, on prévoit un treillis soudé constructif et contre la fissuration du béton, soit TSHA soit 2.56 cm^2 .

5. Vérifications à l'ELS

- L'état limite de compression du béton et d'ouverture des fissures

Pour ce faire, on doit d'abord homogénéiser la section en BA.



$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{sc} = n \frac{M_s}{I} (y_1 - c) \leq \bar{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y_1) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

A.N. :

a) l'axe neutre

Calcul de y_1 :

$$b \times y_1 \left(\frac{y_1}{2} \right) + nA_{sc}(y_1 - c') - nA_{st}(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} y_1^2 + 2nA_{st}y_1 - A_{st}x(c'+d) = 0$$

$$50y_1^2 + 237.6y_1 - 1782 = 0, \text{ on obtient : } y_1 = 4,13 \text{ cm}$$

b) Inertie

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + nA_{sc}(y_1 - c')^2 + nA_{st}(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4,13^3}{3} + 15 \times 2,56(4,13 - 3)^2 + 15 \times 7,92(12 - 4,13)^2 = 9755.30 \text{ cm}^4$$

c) Contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 = \frac{12.924 \times 10^6}{9755.30 \times 10^4} 41.3 = 5.47 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = n \frac{M_s}{I} (y_1 - c') = 15 \times \frac{12.924 \times 10^6}{9755.3 \times 10^4} (41.3 - 30) = 22.46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sc} = 165 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{12.924 \times 10^6}{9755.3 \times 10^4} (120 - 41.3) = 156.40 \leq \bar{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa}$$

- Plan de ferrailage des balcons :

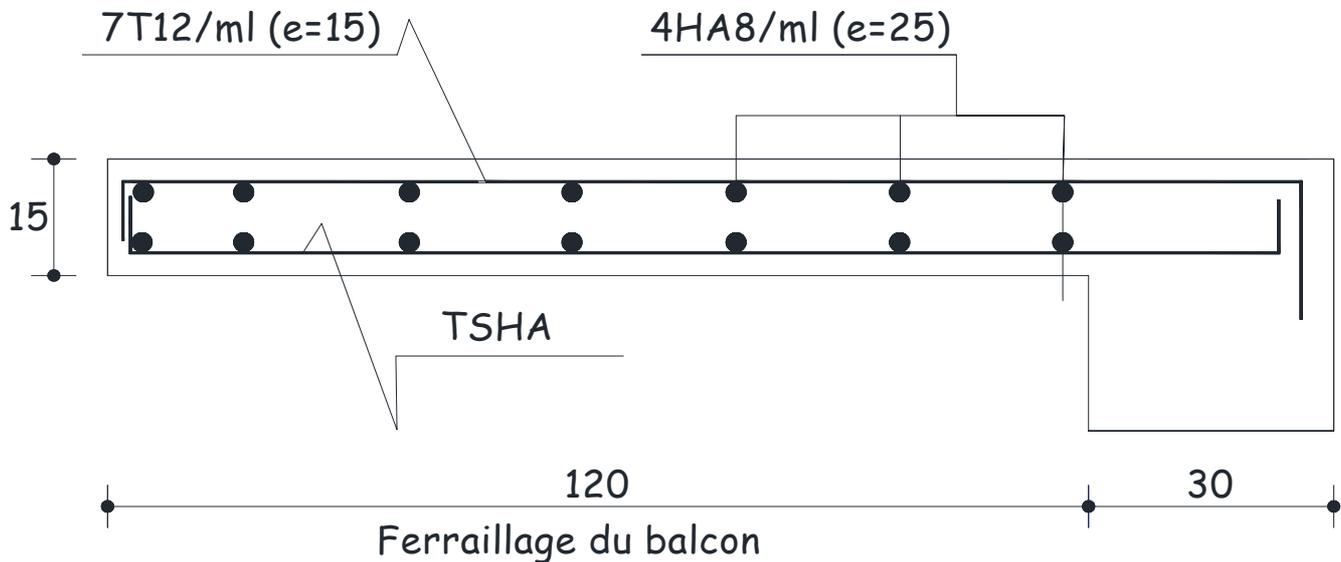


Figure III-9 Schémas de ferrailage des balcons.

Chapitre IV

Modélisation de l'ouvrage

IV-1) Introduction

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (**MEF**) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

IV-2) Concept de base de la MEF

La méthode des éléments finis est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soit satisfaite en chaque nœud. La MEF utilise des approximations simples des

variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

La **MEF** ne remplace pas les connaissances techniques de l'ingénieur ni sa maîtrise de la physique. Elle est seulement un outil de calcul. Et cet outil n'est véritablement efficace que s'il est utilisé par un ingénieur qualifié et expérimenté. Avec la diversité des logiciels disponibles dans le monde de génie civil, on a opté à travailler avec **ETABS 9.6.0** qui nous permettra un passage fiable de l'état physique à l'état numérique.

IV.3) Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

Rappel : (terminologie)

Beam: poutre. , **Column:** poteau. , **Concrete:** béton. , **Define:** définir.
Element: élément. , **Grid line:** ligne de grille. , **Frame section :** coffrage , **Joints :** nœuds.
Frame : portique (cadre)., **Restraints:** degrés de liberté (DDL). , **Loads:** charges.
Uniformed loads: charge uniforme. **Material:** matériaux., **Slab:** dalle pleine. , **Steel:** acier.,
Wall: mur.

IV-4) Manuel d'utilisation du l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0 Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône du ETABS.



Etapes de modélisation

- **Première étape :**

Après le lancement d'ETABS la première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

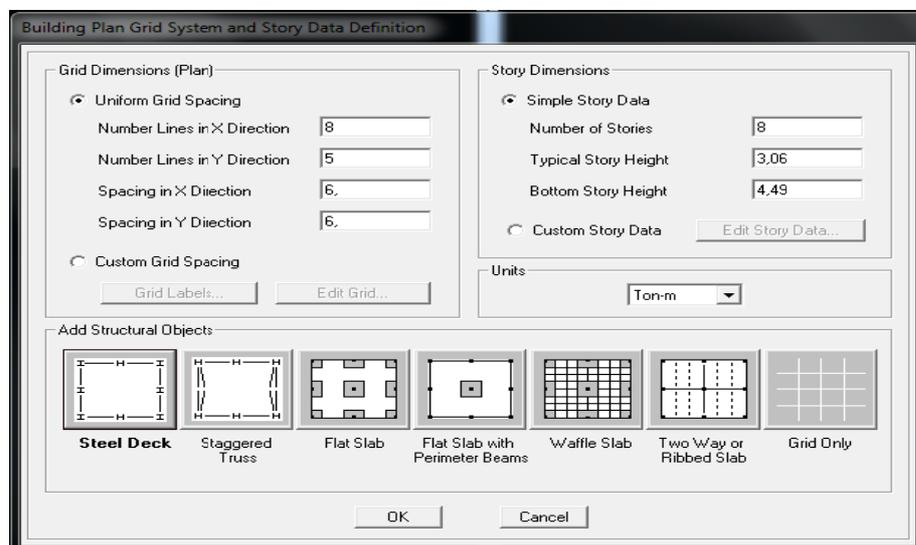
- a) **Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN.m comme unités de base pour les forces et les déplacements.



- b) **Géométrie de base :**

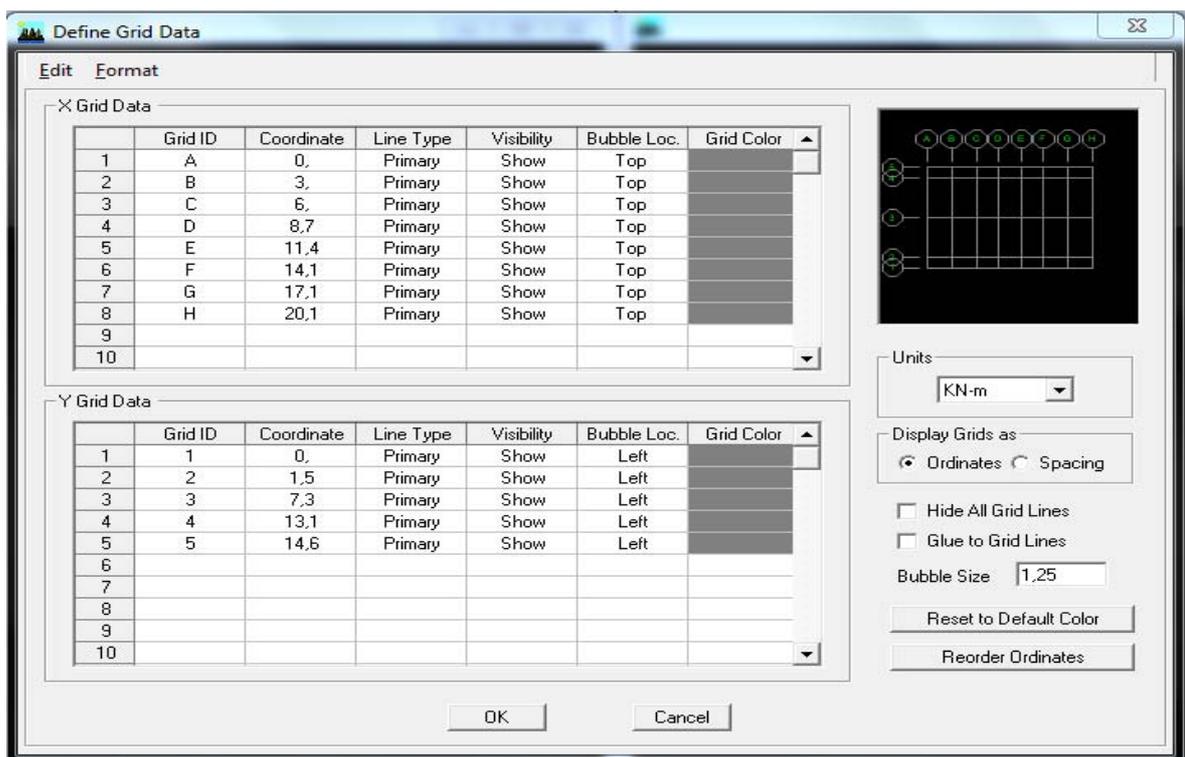
Pour générer un nouveau modèle : **file** puis **New model Default.edb** ou bien **(ctrl+n)**. Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.



Pour une construction en portique Auto-Stable .on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

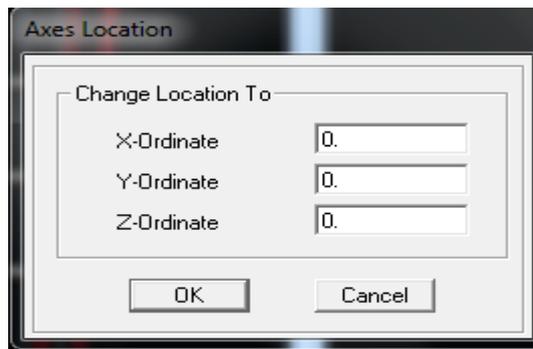
- Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- Hauteur d'étage (**story High**)
- Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- la hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)

Pour introduire les longueurs des trames : **custom.....Edit Grid**



c) Modification de la géométrie de base :

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et on le met au centre de la structure et ce à partir de menu (**View-change axes location**) une boîte de dialogue sera apparaître, dans cette dernière on peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position on injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.



Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que, pour chaque élément, corresponde une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille ; en double cliquant sur n'importe qu'elle grille ; on aura une boite de dialogue-on coche la case spacing. Et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions-Enfin on valide avec OK.

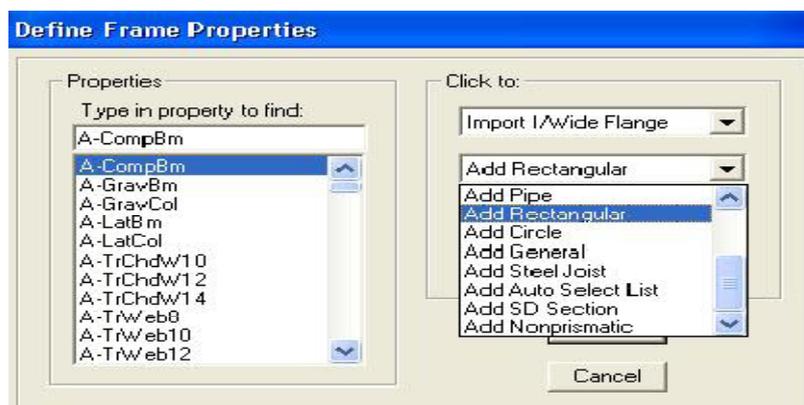
- **Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser.

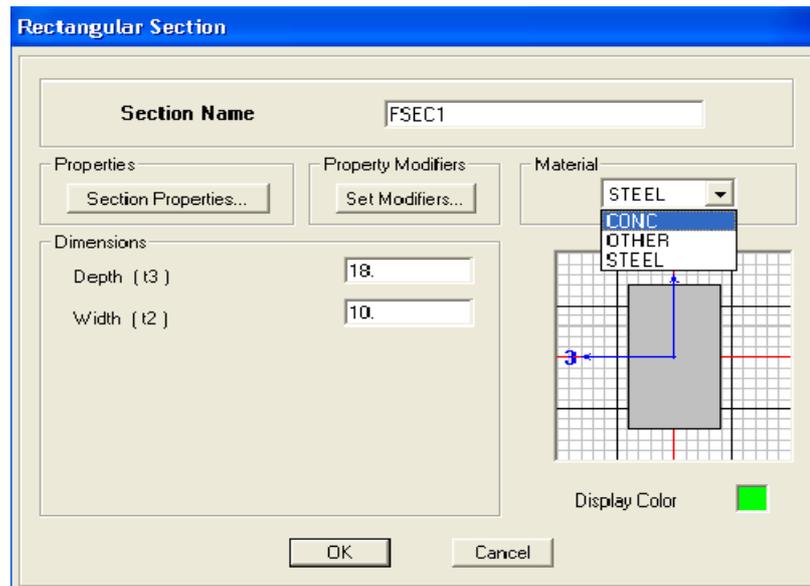
- a) **Définition des sections :**

Il existe une multitude de sections prédéfinies dans ETABS. Il est possible par exemple, de choisir parmi une longue liste de profils en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas "standard", Il faut d'abord définir des nouvelles propriétés de section pour les poutres et les poteaux. Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants.

Dans le menu déroulant choisir : **Define** puis **Frame sections** comme nos sections sont rectangulaires on choisit dans la liste d'ajout de section : **Add rectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boite).



La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :



- Nom de la section : **Section Name**
- Choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- Hauteur: **Depth**
- Largeur: **width**

Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections.

b) Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

- Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

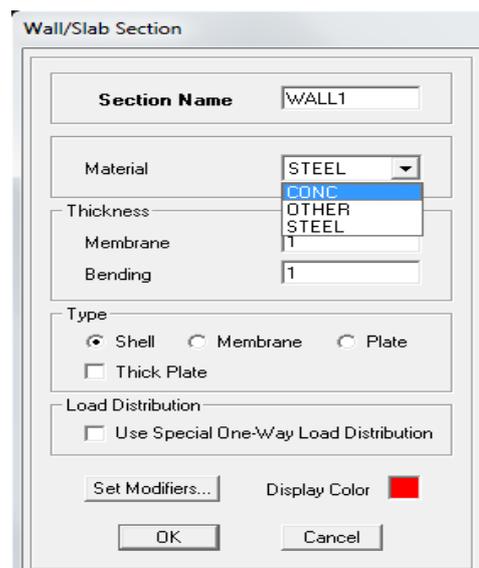
- Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où **Assign-Frame-sections**
- On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste on choisi **Frame section –Name** : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature. On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (une seule clique suffira pour le tracer).
- Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils .

Voiles:

Define –Wall/slab/deck section. Cliquez sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.



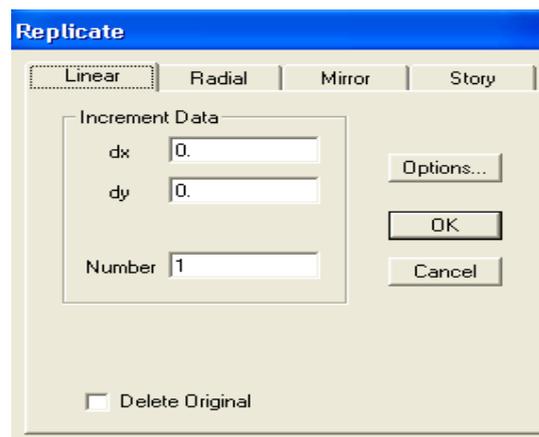
- **Pour rajouter des voiles :**
- cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.
- Pour tracer le voile librement on choisit  ou 
- Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

Remarque :

Quand la structure n'est pas régulière en plan et qu'elle dispose de beaucoup de décrochement, il vaut mieux créer un modèle à un seul plancher et lui faire les modifications nécessaire ensuite le copier, pour cela ETABS nous offre des outils de travail très performants tel que : linear, radial, mirror et story, copier...

Après sélection : **Edit-Replicate (Ctrl+R)**. Comme indiqué sur la figure suivante, dans le cas ou on veut faire des copies linéaires, on a qu'à introduire les distances entre les éléments sélectionnés et ceux à créer (dx, dy, number) et le nombre de copies à faire, pour une structure à 14 niveaux :

- Après avoir créé et modifier le premier niveau, on sélectionne tout **Edit-Replicate (Ctrl+R)**
- Pour x et y c'est zéro et pour z c'est la hauteur d'étage et mettre 6 pour **Number OK**



- **Troisième étape :**

La troisième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc..) pour la structure à modéliser.

a) Appuis : (restraints)

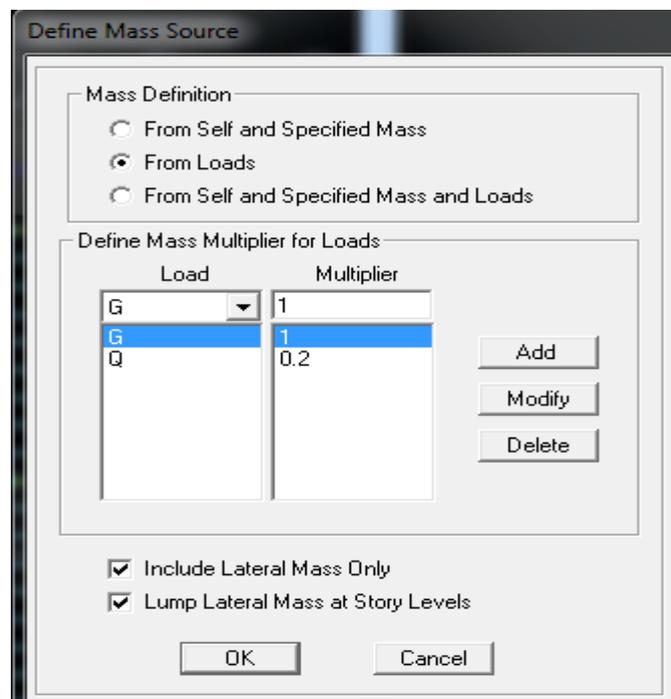
- Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.
- On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (Support)**, ou en cliquant sur .
- cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (Encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

- ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés de liberté à un nœud quelconque
 - pour les autres nœuds :
 - Translation dans le sens de X (libérer translation 1).
 - Translation dans le sens de Y (libérer translation 2).
 - Rotation autour de Z (libérer rotation about 3).
- Pas de translation dans le sens de Z ; pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation 3 rotation about 1 et rotation about 2).

b) Masse-Source (masse revenant à chaque plancher) :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité bQ exigée par le RPA99 version 2003. Dans notre cas $b = 0,2$ correspondant à la surcharge d'exploitation modérée, elle est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notion de **Masse Source**

- pour créer ces masses on passe par **define** puis **masse source** une fenêtre apparaîtra.
- on donne la valeur 1 pour la charge permanente et 0.2 pour la charge d'exploitation.



Remarque : Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges réparties en cochant la case **from load**.

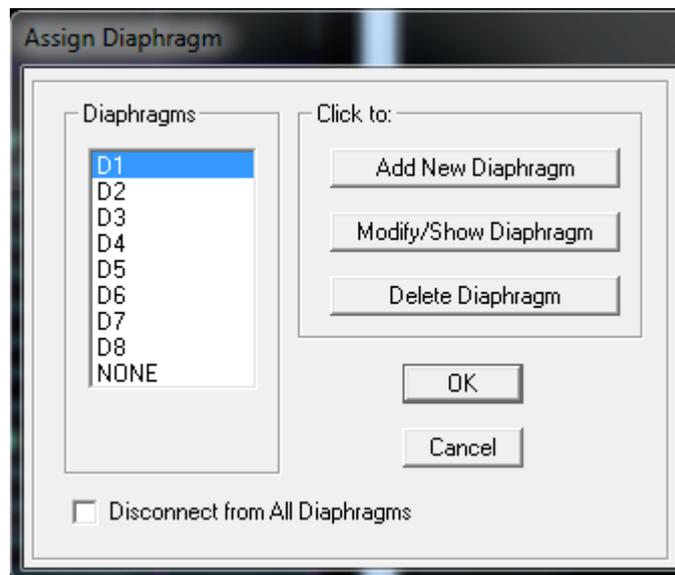
c) diaphragmes (constraints) :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher a son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

- sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y. dans le menu déroulant :

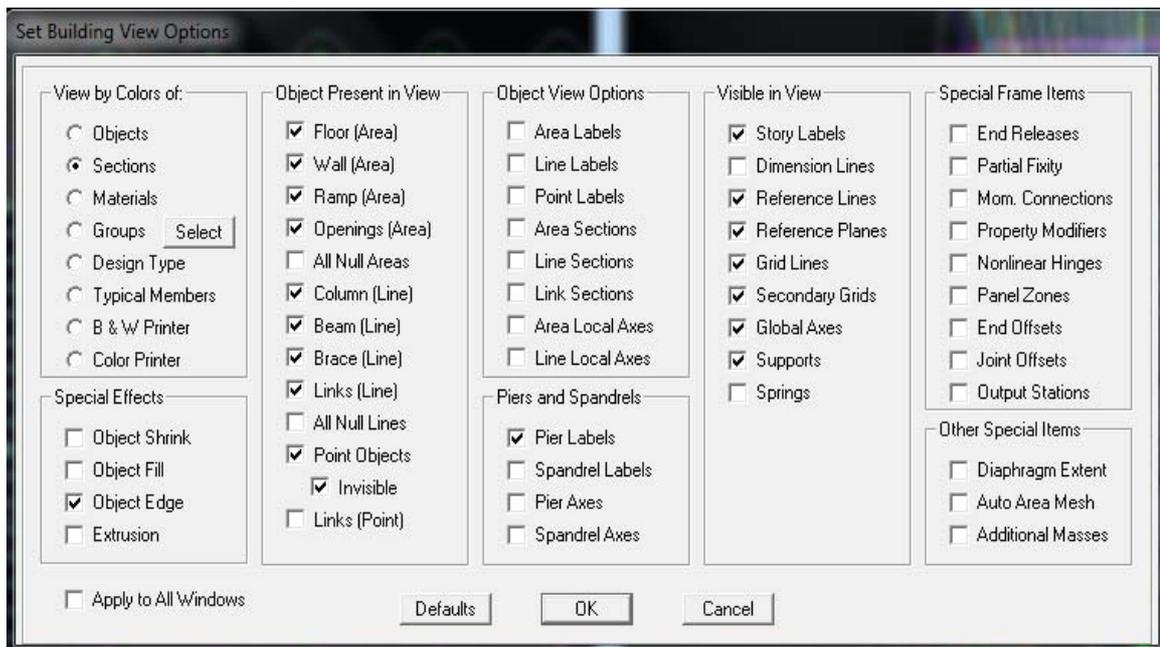
Assigne/pointnt – rigide diaphragm

- on choisit **Add diaphragm**



- on va appeler cette **D1** : ETAGE 1.
- on refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres plancher.

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds d'éléments. etc.) sur le modèle sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant sur l'icône **Set elements** .



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

- nom des poutres et poteaux et les numéros des noeuds (labels)
- restraints : d d 1
- contraintes : diaphragme...etc.
- Masses.
- Axes locaux.
- Section des éléments.
- Hide pour faire cacher l'élément.
- ...etc.

- **Quatrième étape :**

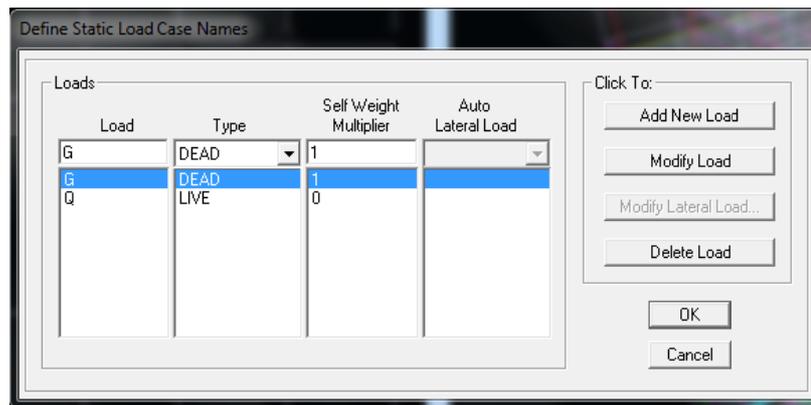
La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

A) charge statique :

a) définition de charge statique :

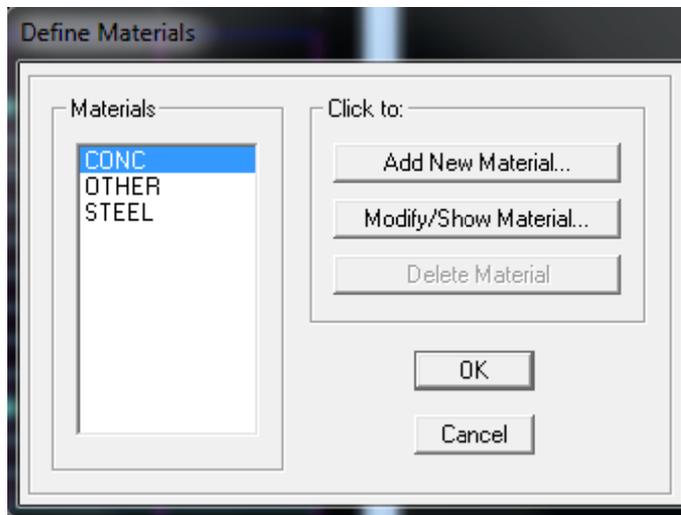
Choisir dans le menu déroulant : **Define** — **Static load cases.**

- pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weight multiplier) et cliquer sur **add new Load.**
- Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**) – **OK.**

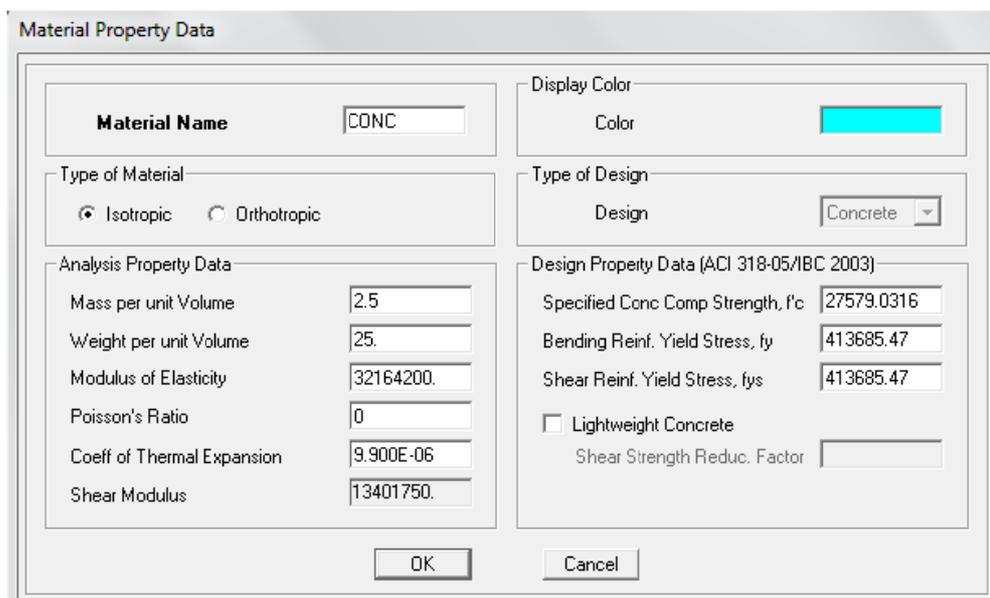


Define – Materials :

- pour l'ajout d'un nouveau matériau : cliquer sur **Add new material**



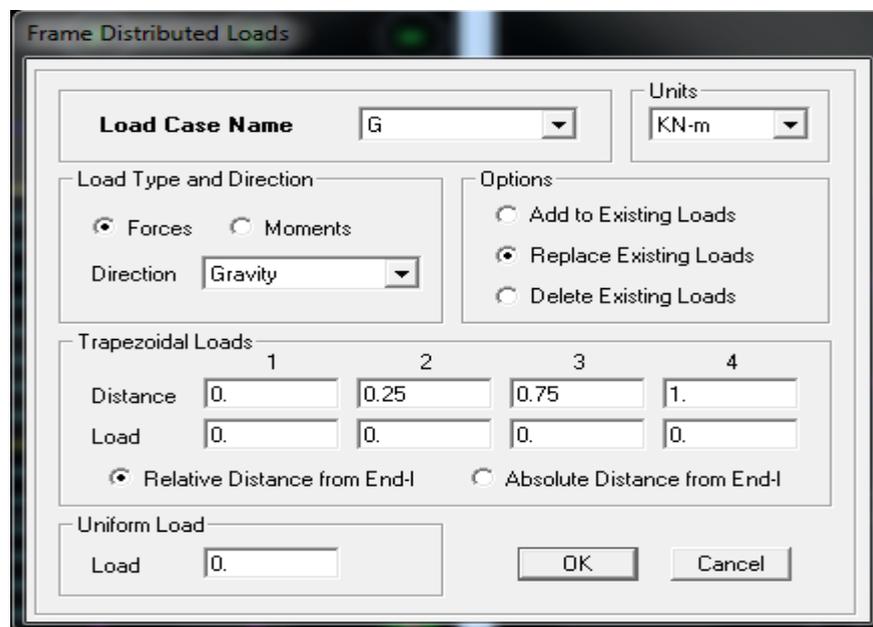
Pour modifier les caractéristiques du béton: Sélectionner **CONC** et cliquer sur **Modify/ShowMaterial**.



b) chargement :

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve dans la barre d'outil dans la boîte de dialogue qui apparaît. On aura à spécifier :

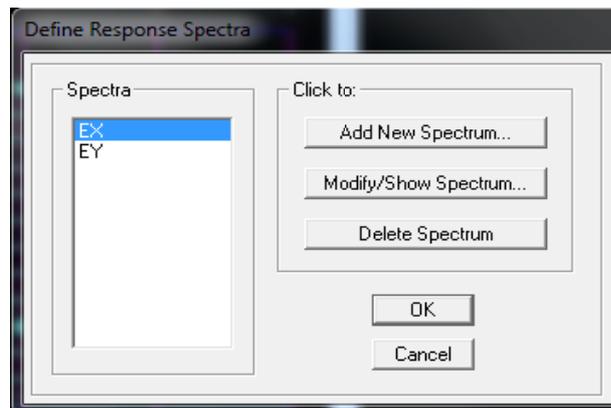
- Le nom de la charge.
- son type (force ou moment)
- sa direction.
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées la valeur de la charge uniformément répartie l'opération à faire (ajouter, remplacer ou supprimer). En fin on valide avec OK (pour annuler on appuie sur cancel).



Pour charger un voile on clique sur 

B) charge sismique :**a) Spectre de réponse :**

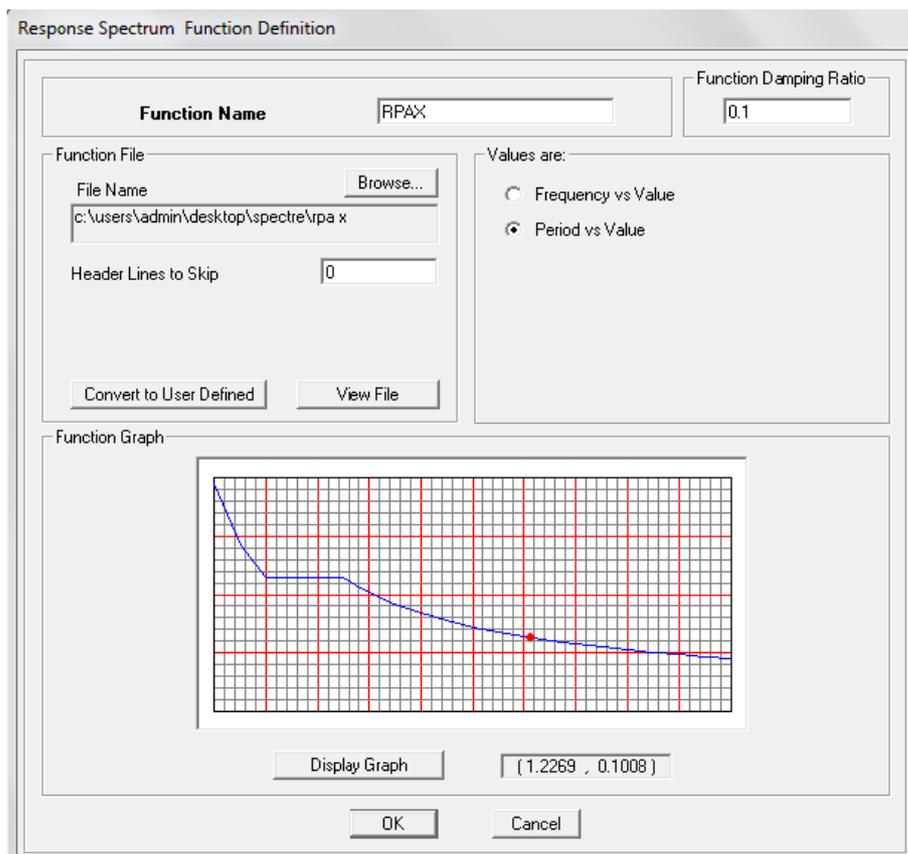
Define → **Réponse spectrum function** → on clique sur **Add spectrum from file**
 puis on introduit le nom de la fonction →



Remarque :

On peut introduire le spectre sous forme de fichier texte c'est-à-dire avec une extension .txt :

- Cliquer sur **Add spectrum from file**
- Cliquer sur **browns** et chercher le fichier texte qui contient le spectre qu'on a préparé bien avant avec les programmes appropriés comme celui conçu par le CGS, donnant le spectre de réponse du RPA99 , ce fichier doit seulement comporter les valeurs de T et de l'accélération (deux colonnes) et il doit être dépourvu de textes. Cocher **period and values**, **OK**.

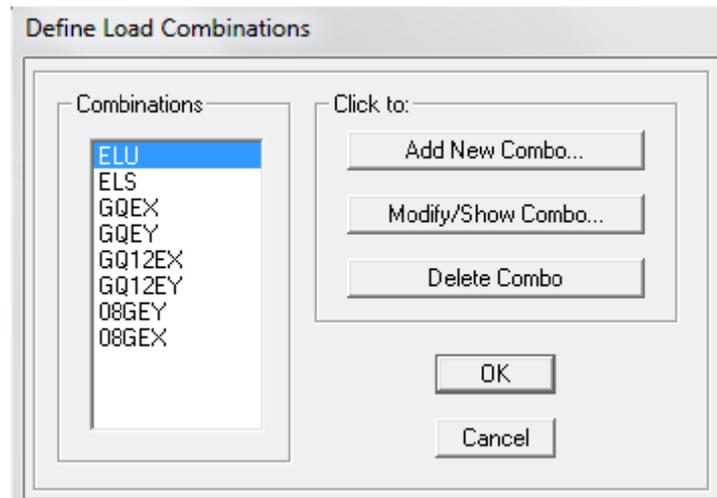


ETABS a des spectres de réponse prédéfinis qui sont ceux caractérisant le sol américain (UBC94S1, UBC94S2, UBC94S3, UNIT)

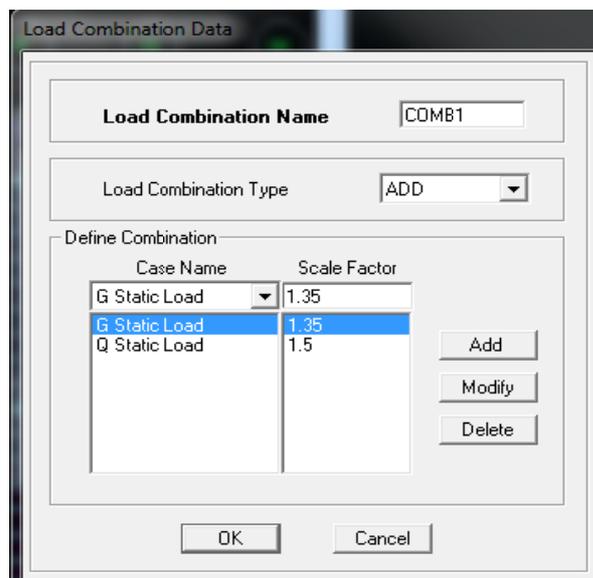
- **Cinquième étape :**

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges

Define → Load combination



Puis on clique sur **Add new Combo** →



Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add new Combo**, on aura à introduire : Le nom de la combinaison et les charges avec leur coefficient par exemple l'**ELU (1.35G + 1.5Q)**.

- choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur Add.

- choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur Add

Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define** → **Load combination**.

-Pour définir le coefficient une autre combinaison on refait le même travail.

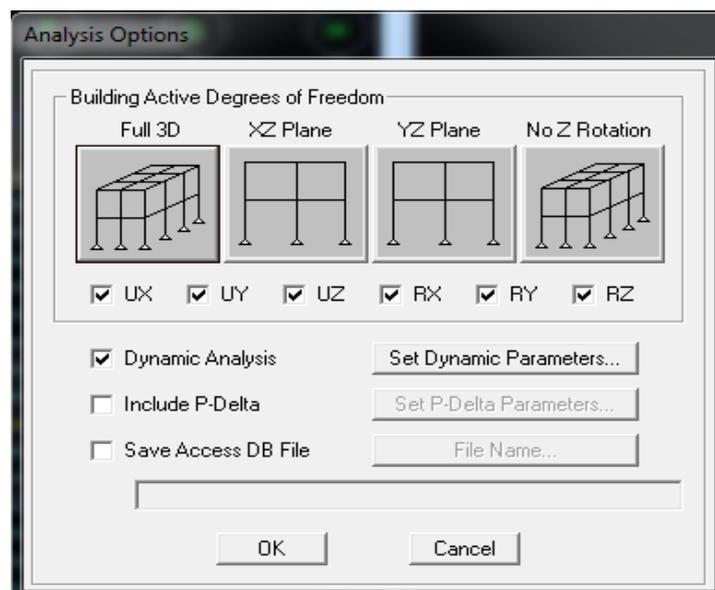
-Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec le **modify**.

-Pour modifier une combinaison : sélectionner la combinaison et clique sur **Modify**.

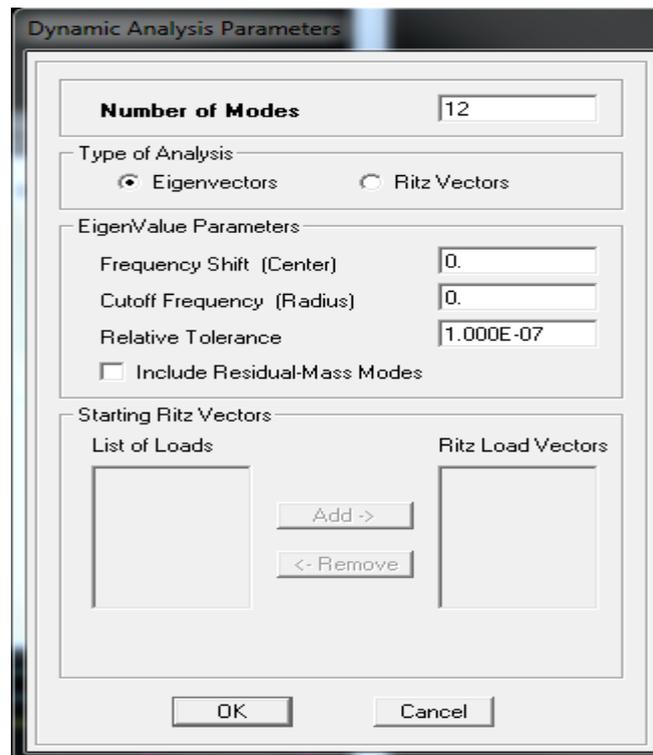
- **Sixième étape :**

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

Modes de vibration : Analyze → **Set analysis Options**



Cocher **Dynamic Analysis** et cliquer sur **Set Dynamic parameters** →



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération la ou s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

Exécution :

Analyze→**Run** (F5), ou cliquer sur  L'ETABS va demander un nom pour le Fichier c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement chose qui peut être bien avant avec :

File→ **Save as**.

- **Septième étape**

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

a) Résultat sur fichier :

S'il n'y a pas eu d'erreurs lors de l'exécution du problème les résultats choisis avec **Set Options** dans le menu **analyze** se retrouvent dans un fichier. **Out**, généré par l'analyse.

Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que **Win Word**. **Word par** ou le **bloc not** de Windows ; pour le faire :

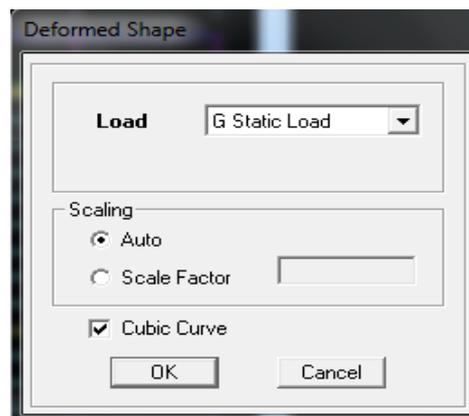
- fermer l'ETABS sans arrêter l'analyse.
- chercher le fichier **Out** avec recherche de windows.

b) visualisation des résultats à l'écran :

L'interface graphique de l'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes formes.

Déplacements :

Avec le menu **Display** il est possible de choisir **Show Deformed shape** Pour visualiser les déplacements. Le menu **Show Deformed shape** conduit à la fenêtre suivante :



Il faut spécifier le cas de chargement, **G** Dans cet exemple. L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS on choisit un (**Auto**) L'option **Cubic Curve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentation de la flexion dans les membrures Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start animation**  en bas de l'écran, on peut même entendre si on a une carte de son la structure danser . («et» c'est pour aller d'un mode a un autre) .De plus ;il est même Possible de crée

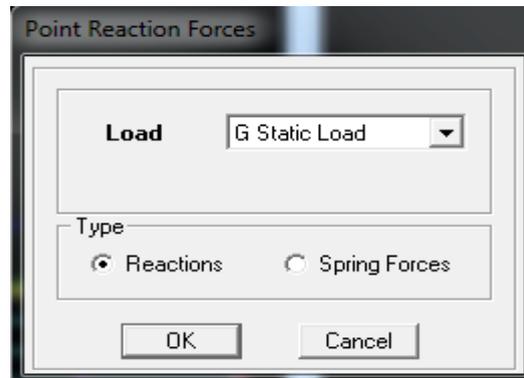
Un fichier vidéo **avi** de l'animation avec menu **View** et **Creat Open View** on peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print Graphics**.

Réaction :

Le menu **Display** permet d'afficher les réactions avec **Show Member Forces/ Stresses Diagram-Support/Spring reaction**. On aura la boîte de dialogue suivante :

- sélectionner le cas de chargement

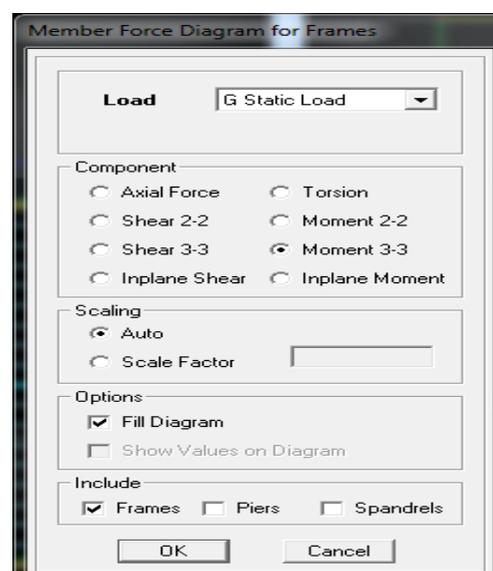
- Cocher **Reactions**
- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.



Les efforts internes :

Le menu **Display** permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/ Stresses Diagram/ support/spring reaction**. Et On aura la fenêtre suivante :

- Sélectionner le cas de chargement.
 - L'option **Axial force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux (DEN).
 - L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET).
 - L'option **Shear 3-3** afficher l'efforts tranchants hors plan.
 - L'option **Moment 3-3** afficher le diagramme de moments fléchissant (DMF).
 - L'option **Torsion et Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes.
 - L'option **Seal factor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.
 - Pour voir les valeurs dans les diagrammes on décoche **Fill Diagram** et on coche **Show Values on Diagram**
- Values on Diagram**



Remarque :

2-2, 3-3 et 1-1 sont les axes locaux des sections. Ils sont comme indiqués sur la figure suivante avec 1-1 sortant :

1-1 est sortant (z dans les notations habituelles)

2-2 (y dans les notations habituelles)

3-3 (x dans les notations habituelles)

❖ Tous les graphes peuvent être imprimés : **Fill-print Graphics** (c'est la fenêtre active qui va être imprimée et pour activer une fenêtre d'affichage on a qu'à cliquer dessus).

❖ Lorsque l'analyse est effectuée. ETABS « verrouille » le modèle, ainsi pendant toute l'étape de visualisation des résultats il est impossible de modifier (géométrie. Connectivité, matériaux, appuis, charges, etc.). L'icône de verrouillage dans la barre d'outils en haut de l'écran, est enfoncé : , pour faire des modifications il faut d'abord déverrouiller le fichier en cliquant sur l'icône de verrouillage alors elle deviendra comme suit ...

❖ Lors de l'exécution, ETABS crée une multitude de fichiers avec différentes extensions.

❖ Une fois qu'on a fermé le fichier, pour l'ouvrir une autre fois on passe par : **File** puis **Import** ensuite on va chercher le fichier qui a l'extension **EDB** Américains.

❖ On peut même ferrailer avec ETABS, mais suivant les règlements Anglais, Australiens ou l'UEROCOD et non pas suivant le BAEL.

Chapitre V

Vérification aux exigences du RPA

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il Produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines. Et donc notre but est d'en remédier par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V.1. Choix de la méthode de calcul

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/version 2003** prévoit d'utiliser soit :

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

V.2. Méthode statique équivalente

V.2.1. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V.2.2. Conditions d'application de la MSE

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en

élévation, avec :

$H \leq 65m$ en zones I, IIa , IIb.

$H \leq 30m$ en zone III.

b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en(a).

V.3. Méthode dynamique modale spectrale

V.3.1. Principe de la méthode dynamique modale

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.3.2. Les hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V.4. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V.5. Vérification des conditions de la MSE

a) Condition sur la hauteur :

- TIDJELABINE de la wilaya de BOUMERDES qui est classée selon le RPA 99/ VERSION 2003 comme une zone de forte sismicité (zone III)

$26.01m < 30m \Rightarrow$ *condition vérifiée.*

b) Régularité en plan :**- Forme du bâtiment :**

La forme du bâtiment est symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{20.50}{12.00} = 1.70 < 4$$

- Les excentricités :

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| \leq 15\%L_x = 3.075$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| \leq 15\%L_y = 1.8$$

plancher	XCM	YCM	XCR	YCR	e _x	e _y
plancher1	10,05	7,289655	10,05	7,203197	0	0,086458
plancher 2	10,05	7,281548	10,05	7,206204	0	0,075344
plancher 3	10,05	7,282235	10,05	7,209727	0	0,072508
plancher 4	10,05	7,283361	10,05	7,214873	0	0,068488
plancher 5	10,05	7,284119	10,05	7,221503	0	0,062616
plancher 6	10,05	7,283961	10,05	7,229132	0	0,054829
plancher 7	10,05	7,284119	10,05	7,236753	0	0,047366
plancher 8	10,05	7,2	10,05	7,243283	0	0,043283

Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées.

-Décrochements du bâtiment :

Notre bâtiment ne comporte pas de décrochements en plan.

Conclusion 1:

Toutes conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en plan.

c) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.

Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus.

- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.

- Décrochement en élévation : les étages sont identiques, pas de décrochements → la condition de décrochement en élévation est respectée.

Conclusion 2 :

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

Conclusion 3 :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont toutes réunies, donc la MSE est applicable. Cependant dans notre cas on a appliqué la méthode d'analyse modale spectrale où on a utilisé le logiciel ETABS 9.6.

V.6. Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3)

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens avec la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

W : poids total de la structure.

1) Coefficient d'accélération de zone « A » :

Le coefficient « A » est donné par le tableau (4.1. RPA 99/ version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.25$$

2) Coefficient de comportement global de la structure « R »

Le coefficient « R » est donné par le tableau (4.3. RPA 99/ version 2003) en fonction du système de contreventement.

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$

3) Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

Critères	Observé (Oui ou Non)		P q	
	Sens longitudinal (x-x)	Sens transversal (y-y)	Sens longitudinal (x-x)	Sens transversal (y-y)
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	Non	0	0.05
2- Redondance en plan	Oui	Non	0	0.05
3- Régularité en plan	Oui	Oui	0	0
4- Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	Non	0.05	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	Non	0.10	0.10

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités à retenir dans les deux sens (longitudinal et transversal).

On aura donc dans les deux sens :

$$Q_x = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10) = 1.15$$

$$Q_y = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10) = 1.25$$

4) Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement (η).
- De la période fondamentale de la structure T .

5) Estimation de la période fondamentale :

Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la

$$\text{formule suivante : } T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 26.01 \text{ m.}$$

CT : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau (4.6. RPA 99/ version 2003) :

$$CT = 0.05.$$

$$D'où : T = 0.05(26.01)^{\frac{3}{4}} = 0.57 \text{ s}$$

La valeur de **T** doit être majorée de 30 %

$$T = 1.3 \times 0.57 = 0.741 \text{ s} \Rightarrow T = \mathbf{0.741s} > T_{etabs} = \mathbf{0.60s} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens x-x

$$T_x = \min \left(C_T h_N^{\frac{3}{4}}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} \right)$$

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003.

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$$h_N = 26.01m$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 20.65m$$

Donc :

$$T_x = \min \left(0.05 \times 26.01^{\frac{3}{4}}, 0.09 \times \frac{26.01}{\sqrt{20.65}} \right)$$

$$T_x = \min(0.57, 0.52) \Rightarrow T_x = 0.52s$$

Sens y-y

$$T_y = \min \left(C_T h_N^{\frac{3}{4}}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} \right)$$

$$T_y = \min \left(0.05 \times 26.01^{\frac{3}{4}}, 0.09 \times \frac{26.01}{\sqrt{12.55}} \right)$$

$$T_y = \min(0.57, 0.66) \Rightarrow T_y = 0.57s$$

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{3} \right]^{\frac{2}{3}} \left[\frac{3.0}{T} \right]^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau **(4.7. RPA 99/ version 2003)**.

La nature du sol : meuble (site S3) $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.82 \Rightarrow \eta = 0.82 > 0.7$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s} < T = 0.741 \text{ s} < 3 \text{ s}$$

Donc :

$$D = 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$\text{Sens xx} \Rightarrow D_x = 2$$

$$\text{Sens yy} \Rightarrow D_y = 1.8$$

V.7. vérification de la résultante des forces sismiques à la base: (Art 4.3.6. RPA 99/ Version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base VD 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_s pour une valeur de la période donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_S = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \Rightarrow V_{sx} = \frac{0.25 \times 2 \times 1.25}{4} w = 0.1563 \cdot w = 0.1563 \times 21861.8773$$

$$= 3417.01 \text{ KN} \Rightarrow V_S = 3417.01 \text{ KN}$$

$$V_S = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \Rightarrow V_{sy} = \frac{0.25 \times 1.8 \times 1.25}{4} w = 0.1406 \cdot w = 0.1406 \times 21861.8773$$

$$= 3073.78 \text{ KN} \Rightarrow V_S = 3073.78 \text{ KN}$$

	MMS	MSE	$\frac{V_{MMS}}{V_{MSE}} \geq 80\%$	Vérification
Séisme sens x-x	$V_{tx} = 3586.86 \text{ KN}$	$V_x = 3417.01 \text{ KN}$	$1.05 > 0.80$	Condition vérifiée
Séisme sens y-y	$V_{ty} = 2988.17 \text{ KN}$	$V_y = 3073.78 \text{ KN}$	$0.97 > 0.80$	Condition vérifiée

Conclusion : L'effort tranchant à la base est vérifié dans les deux sens.

V.8 .Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R \delta ek$$

Avec :

R : Coefficient de comportement ($R = 4$).

δek : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta k \leq \overline{\Delta k} = 1\% h_e$$

❖ Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivants :

Niveau	R	Sens longitudinal(X-X)			Sens transversal (Y-Y)			$\overline{\Delta k}$ (cm)	Condition
		δek (cm)	δk (cm)	Δk (cm)	δek (cm)	δk (cm)	Δk (cm)		
8	4	1.33	5.32	0.32	2.25	9	1.08	3.06	Vérifiée
7	4	1.25	5	0.44	1.98	7.92	1.16	3.06	Vérifiée
6	4	1.14	4.56	0.48	1.69	6.76	1.24	3.06	Vérifiée
5	4	1.02	4.08	0.56	1.38	5.52	1.32	3.06	Vérifiée
4	4	0.88	3.52	0.52	1.05	4.2	1.32	3.06	Vérifiée
3	4	0.75	3	0.6	0.72	2.88	1.2	3.06	Vérifiée
2	4	0.6	2.4	1.04	0.42	1.68	0.96	3.06	Vérifiée
1	4	0.34	1.36	1.36	0.18	0.72	0.72	4.59	Vérifiée

Tableau V.3 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.

Conclusion :

On remarque que le déplacement maximal dans les deux sens est inférieur au déplacement admissible minimal..... condition vérifiée.

V.9 justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet **P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_k \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

D'où : $\theta_K \leq 0.1 \Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé

Si non :

$0.1 \leq \theta_K \leq 0.2 \Rightarrow$ amplifiant les effets de l'action sismique par : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

$\theta_K \geq 0.2 \Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

h_K : hauteur de l'étage K.

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y		
	P _k (KN) (cumul)	Δ _k (m)	V _K × h _k	Θ _x (facteur d'instabilité)	Δ _k (m)	V _K × h _k	Θ _y (facteur d'instabilité)
8	2493.22131	0.0032	1958.9508	0.00407275	0.0108	2228.1696	0.01208471
7	5205.89232	0.0044	3855.1104	0.0059417	0.0116	4002.0516	0.01508935
6	7918.56333	0.0048	5538.9366	0.00686217	0.0124	5425.5024	0.0180979
5	10631.2343	0.0056	7014.7134	0.00848715	0.0132	6590.5974	0.0212928
4	13376.9131	0.0052	8309.2464	0.00837139	0.0132	7540.6356	0.02341649
3	16161.6199	0.006	9439.7634	0.01027247	0.012	8282.961	0.02341426
2	19026.1163	0.0104	10406.1114	0.01901494	0.0096	8828.712	0.02068826
1	21861.8773	0.0136	16463.6874	0.00389336	0.0072	13715.7003	0.0114763

Tableau V.5 : justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA 99 : les valeurs de $\Theta < 0.10$ et l'effet du second ordre est négligé.

V.10 Justification de l'interaction portiques-voiles :

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut »

➤ **Charges sismiques reprises par les poteaux :**

Sens x-x : 736.4316KN (21.2%)

Sens y-y : 321.7566KN (10.8%)

➤ **Charges sismiques reprises par les voiles :**

Sens x-x : 2736.28KN (78.8%)

Sens y-y : 2666.1908KN (89.2%)

➤ **Sollicitations dues aux charges verticales :**

- Charges verticales reprise par les portiques : 17100.367KN (80.3%)
- Charges verticales reprise par les voiles: 4200.025KN (19.7%)

Conclusion :

Notre structure est constituée d'un système de contreventement par portique contreventé par voiles

V.11.Vérification de l'effort normal réduit :

Selon le RPA99 modifié en 2003 (**Art.7.4.3.1.**), outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

Ou' :

V : effort normal réduit.

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

B_c : l'aire (section brute) de béton.

f_{c28} : La résistance caractéristique de béton.

zone	$B_c (m^2).10^{-4}$	$N_d (KN)$	V	Vérification
RDC et 1 ^{er} étage	55x55	2189.05	0.29	Vérifiée
2 ^e et 3 ^e étage	45x45	1226.37	0.24	Vérifiée
4 ^e , 5 ^e , 6 ^e et 7 ^e étage	40x40	802.73	0.20	Vérifiée

Conclusion :

Vu que toutes les conditions sont vérifiées, donc les sections prévues sont adéquates pour le calcul du ferrailage.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments principaux

Introduction

Une construction en béton armé (BA) demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments principaux. Cependant ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations. Après avoir calculé ces sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (BAEL 91 , R.P.A.99 version 2003 et CBA93).

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

6-1) LES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Situation durable et transitoire :**

- **Béton :**

$$\gamma_b = 1,5 \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

- **Acier :**

$$\gamma_s = 1 \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

6-1-1) Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91** (Situation durable):

$$E L U \dots\dots\dots 1,35.G + 1,5.Q$$

$$E L S \dots\dots\dots G + Q.$$

- **Selon RPA 99 V 2003** (situation accidentelle).

$$G + Q + 1,2E$$

$$0,8.G + E$$

Avec :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$N_{\max} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \quad ; \quad N_{\text{correspondant}}$$

Avec :

N_{\max} : effort normal maximum.

N_{\min} : effort normal minimum.

M_{\max} : moment maximum.

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier, la section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

6-1-2) Calcul des armatures longitudinales**a) Recommandations du RPA 99/version 2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0,9% (zone III) ;(0,9%. b. h).
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4% .
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% .
- Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version 2003)
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50ϕ en zone III.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III (RPA99/version2003).

b) Recommandations du BAEL 91 :

$$A_{\min} = \max(4\text{cm}^2; \frac{2B}{1000}) \text{ , avec B : la section de poteau.}$$

$$A_{\max} = \frac{5B}{100}$$

Le tableau suivant résume le ferraillage minimal et maximal :

		BAEL91		RPA99/V2003		
Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) z-c	A _{max} (cm ²) z-r
RDC, 1 ^{er} étage	(55x55)	6.05	151.25	27.22	121	181.5
2 ^e , 3 ^e étage	(45x45)	4.05	101.25	18.225	81	121.5
4 ^e , 5 ^e , 6 ^e , 7 ^e étage	(40x40)	4	80	14.4	64	96

❖ **Etapes de calcul en flexion composée :**

- **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1. Section partiellement comprimée (SPC)

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Si : } \mu \leq 0.392 \text{ la section est simplement armée.}$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

On détermine β du tableau

La section réelle d'armature est : $A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

Si : $\mu \geq 0.392$ la section est doublement armée

On calcule : $M_{fl} = 0.392 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$

$$\Delta M_f = M_f - M_{fl}$$

$$A_{stfl} = \frac{M_{fl}}{\beta_{fl} \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st\Delta M} = \frac{\Delta M_f}{(d-c)\sigma_{st}}$$

$$A_{stf} = \frac{M_{fl}}{\beta_{fl} \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M_f}{(d-c)\sigma_{st}}$$

$$A_{scf} = \frac{\Delta M_f}{(d-c)\sigma_{st}}$$

La section réelle d'armature est :

$$A_{sc} = A_{scf} = \frac{\Delta M_f}{(d-c)\sigma_{st}} \quad (\text{Section d'armatures comprimées})$$

$$A_{st} = A_{stf} \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad (\text{Section d'armatures tendues})$$

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

Deux cas se présentent :

$$\text{Si : } \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

$$A_{scs} = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{100 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{sci} = 0$$

$$\text{Si : } N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

Les sections d'armature sont :

$$A_{scs} = \frac{M_u - (d - 0.5 \cdot h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{sci} = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{scs}$$

➤ **Calcul à l'E.L.U (le plus défavorable)**

Niveau	b (cm)	h (cm)	d (cm)	c=c' (cm)	$\left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$ (KN.m)
RDC et 1 ^{er}	55	55	52	3	691.80
2 ^e et 3 ^e	45	45	42	3	366.20
4,5,6 et 7 ^e	40	40	37	3	357.46

Remarque : Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants (chapitre tableaux récapitulatifs)

6-1-2) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

➤ **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

➤ **Calcul des armatures transversales**

Les recommandations du RPA 99 (RPA 99.Art. A.7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \dots\dots\dots(1)$$

Avec : T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

$f_e = 400$ MPa : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si l'élançement géométrique dans la direction considérée} \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si l'élançement géométrique dans la direction considérée} < 5.$$

L'élançement (λ) est donné par la relation : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\text{Avec} \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3 / 12}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Tel que $l_f = 0.7 l_0$: longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau $l_0 = 306$ cm pour les étages courant

$l_0 = 459$ cm pour le RDC.

$$\text{L'élançement d'un poteau carré de (40x40) : } \lambda = \frac{l_f}{i} = l_f \cdot \frac{\sqrt{12}}{h} = 0.7 \times 306 \times \frac{\sqrt{12}}{40} = 18.55$$

$$\text{L'élançement d'un poteau carré de (45x45) : } \lambda = \frac{l_f}{i} = l_f \cdot \frac{\sqrt{12}}{h} = 0.7 \times 306 \times \frac{\sqrt{12}}{45} = 16.48$$

$$\text{L'élançement d'un poteau carré de (50x50) : } \lambda = \frac{l_f}{i} = l_f \cdot \frac{\sqrt{12}}{h} = 0.7 \times 459 \times \frac{\sqrt{12}}{55} = 20,23$$

t : est l'espacement entre les armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule (1) ; par ailleurs la valeur maximale est fixe comme suite :

- Dans la zone nodale : $t \leq 10 \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- dans la zone courante : $t \leq \text{Min}(b/2, h/2, 10 \varphi_1) \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

Avec : $\varphi_1 = 16 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux

La quantité d'armatures minimale ($A_t/b.t$ %) : est donnée par :

$$0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

Par l'interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

λ_g : Élançement géométrique du poteau.

$\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec a et b sont les dimensions de la section du poteau.

Remarque : les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.

Niveau	b x a (cm ²)	T _u (KN)	λ _g	ρ _a	La zone	t(cm)	A _t (cm ²)	Choix	A _{adop} (cm ²)	A _t /b.t (%)	Vérification
RDC et 1 ^e	55 x55	115,80	5,84	2.5	nodale	10	1,32	4T10	3,14	0,380	> 0.3 CV
					courante	15	1,97	4T10	3,14	0,380	> 0.3 CV
2 ^e et 3 ^e	45 x45	59,28	4,76	3,75	nodale	10	1,235	4T10	3,14	0,697	> 0.36 CV
					courante	15	1.853	4T10	3,14	0,465	> 0.36 CV
4 ^e , 5 ^e , 6 ^e et 7 ^e	40 x40	30,54	5,355	2.5	nodale	10	0,477	4T8	2,01	0,500	> 0.3 CV
					courante	15	0,715	4T8	2,01	0,335	> 0.3 CV

Choix des armatures transversales pour les poteaux et leurs vérifications.

6-1-3) Les vérifications :

6-1-3-1) Vérification à l'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité :

On va vérifier que $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Après les calculs on a trouvé les résultats suivants :

Niveau	Sections (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Observation
RDC et 1 ^{er}	55x55	3.65	28.64	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	45x45	2.44	20.6	Vérifiée
4 ^e , 5 ^e , 6 ^e et 7 ^e	40x40	1.93	16.08	Vérifiée

Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.

2-Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1) : (fissuration peu nuisible).

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable :

$$V_u \max = 115.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,038 \leq 3.33 \implies \text{Condition vérifiée}$$

3-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

$$\frac{2Vu \max}{b.a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \implies Vu \max \leq 0,4 b.a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$Vu = 115.80 \text{ KN} < Vu \max = 2016.66 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée}$$

4-Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA2003 Art 7-4-3-2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} = 1,875 \text{ MPa} \quad \rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \text{si} \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	55x55	115.80	0,382	5.84	1.875	2.5	CV
2 ^e et 3 ^e	45x45	59.28	0,292	4.76	1.00	2.5	CV
4 ^e , 5 ^e , 6 ^e et 7 ^e	40x40	30.54	0,191	5,355	1.875	2.5	CV

Vérification des contraintes de cisaillement pour les poteaux.

5-Vérification de flambement :

Si l'élançement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas en compte dans nos calculs du risque de flambement,

Et dans le cas contraire il y a lieu de le tenir en compte dans les calculs des poteaux en flexion composée.

$$\lambda = L_f / i \quad \text{avec} \quad L_f : \text{longueur de flambement} \quad L_f = 0,7 L_0$$

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

I : moment d'inertie du poteau

B : l'aire de section transversale

L_0 : Hauteur du poteau

Pour les poteaux carrés : $\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$

Avec a : dimension du poteau.

Niveau	Section (cm ²)	Hauteur(m)	L_f (m)	λ	$\lambda \leq 50$
RDC	55x55	4.59	3.123	20.23	CV
1 ^{er}	55x55	3.06	2.142	13.49	CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	45x45	3.06	2.142	16.48	CV
4,5,6,7 ^e	40x40	3.06	2.142	18.55	CV

Vérification de flambement pour les poteaux.

6- Vérification de l'effort normal ultime :

Selon le **CBA 93**, les éléments soumis à flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le cas le plus défavorable.

Donc il faut vérifier :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] > N_{\max}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$B_r = (b-2)(h-2)$$

Niveaux	Sections (cm ²)	α	A (cm ²)	N_u (kN)	N_{\max} (KN)	Observation
RDC	55x55	0,796	28,64	4933,63	1722,02	CV
1 ^{er}	55x55	0,825	28,64	5113,37	1722,02	CV
2 ^e et 3 ^e	45x45	0,814	20,60	3370,44	1226,37	CV
4 ^e ,5 ^e ,6 ^e ,7 ^e	40x40	0,805	16,08	2602,87	802,73	CV

Vérification de l'effort normal ultime.

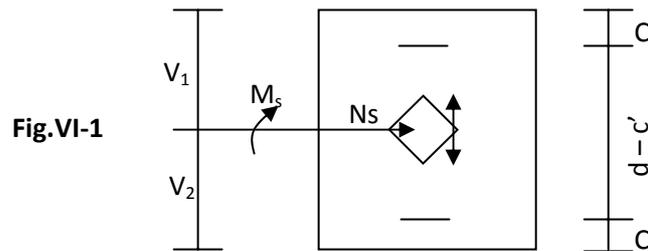
7- Longueur de recouvrement : (BAEL91/Art6.122)

$L_r=L_s=40\Phi$ (FeE400, $\Psi_s \geq 1,5$) \Rightarrow la technique de recouvrement est la superposition des deux barres.

$$\rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

6-1-3-2) Vérification à l'ELS (détermination des contraintes)



$$\checkmark \quad \text{Si } \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \quad \Rightarrow \quad \text{la section est entièrement comprimée (S.E.C).}$$

$$\checkmark \quad \text{Si } \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \quad \Rightarrow \quad \text{la section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

Avec :

M_{ser} : Est le moment de flexion à l'E.L.S.

N_{ser} : Est l'effort normal à l'E.L.S.

$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot (A + A')$: Section totale homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \cdot \left[\frac{b h^2}{2} + 15 \cdot (A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 : Le moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot [A \cdot (V_1 - c')^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

➤ **S.E.C****- Calcul des contraintes dans le béton**

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_s \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_s \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

➤ **S.P.C**

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - Y_{ser}) \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{N_{ser}}{S} \quad ; \quad S = \frac{b \cdot y_{ser}^2}{2} + 15 \cdot [A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c \quad ; \quad c = d - e_a \quad \text{et} \quad e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

y_c : Sera obtenu par résolution de l'équation : $y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$

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

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

La solution de l'équation du 3^{eme} degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\diamond \text{ Si } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \varphi = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \varphi = \sqrt[3]{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

Choisir une solution permis les 3 solutions :

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) \quad \text{et} \quad y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right)$$

$$\diamond \text{ Si } \Delta > 0 \Rightarrow t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q) ; y_c = z - \frac{p}{3 \cdot z}$$

Remarque : tous les résultats sont regroupés dans les tableaux en annexes

6-2) LES POUTRES :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes

- $1.35 G + 1.5 Q \rightarrow$ ELU
- $G + Q \rightarrow$ ELS
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA
- $0.8 G \pm E \rightarrow$ RPA

6-2-1) Calcul des armatures longitudinales :**a) Recommandation du RPA99 version 2003 :**

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section.
 - Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$
 - Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$

- ❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :
 - En zone courante : 4%
 - En zone de recouvrement : 6 %

- ⇒ **En zone courante :**
 - Poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$
 - Poutre secondaire : $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$

- ⇒ **En zone de recouvrement :**
 - Poutre principale : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
 - Poutre secondaire : $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$

- ❖ La longueur de recouvrement est de : **50 Φ** (zone III)
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

6-2-2) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b_t$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) \quad \text{en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont}$$

nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale.}$$

Avec :

La valeur de diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Le premier cadre doit être disposé à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ **Etapes de calcul des armatures longitudinales :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

- A_s : la section d'armatures tendues.
- A'_s : la section d'armatures comprimées.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

- **Calcul du moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Calcul du moment réduit limite « μ_l » :**

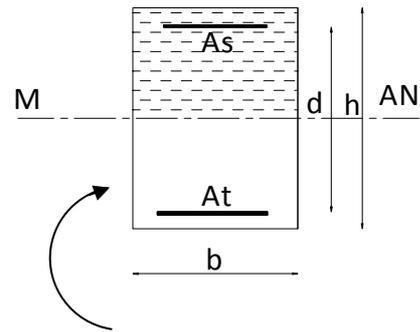
$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

En comparant les deux moments réduits μ et μ_l , deux cas se présentent :

- $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section est simplement armée (**SSA**). Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A_{sc} = 0$.

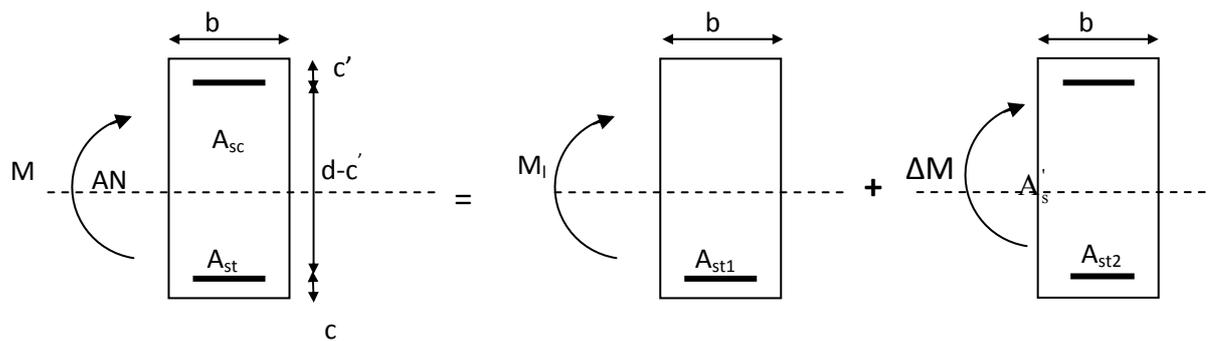
$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

tel que : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$



- $\mu \geq \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée (**SDA**).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_1$$

📌 Finalement :

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \end{cases}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

• Ferrailage des poutres transversales (poutres principales) :

🏗️ Armatures en travées :

Niveau	M _u (KN.m)	μ	Obs.	β	A _s calculée (cm ²)	A _s adoptée	
7	18.204	0.024	SSA	0.988	1.261	3HA14	4.62
6	50.218	0.067	SSA	0.966	3.557	3HA14	4.62
5	50.019	0.066	SSA	0.966	3.543	3HA14	4.62
4	49.71	0.066	SSA	0.966	3.521	3HA14	4.62
3	49.106	0.065	SSA	0.967	3.474	3HA14	4.62
2	48.804	0.065	SSA	0.967	3.453	3HA14	4.62
1	47.724	0.064	SSA	0.967	3.377	3HA14	4.62
RDC	55.411	0.074	SSA	0.962	3.941	3HA14	4.62

🏗️ Armatures supérieures en appuis :

Niveau	M _u (KN.m)	μ	Obs.	β	A _s calculée (cm ²)	A _s adoptée	
7	99.386	0.132	SSA	0.929	7.323	3HA16+3HA14	10.65
6	114.789	0.153	SSA	0.917	8.569	3HA16+3HA14	10.65
5	117.475	0.156	SSA	0.915	8.788	3HA16+3HA14	10.65
4	119.645	0.160	SSA	0.912	8.980	3HA16+3HA14	10.65
3	119.493	0.160	SSA	0.912	8.969	3HA16+3HA14	10.65
2	116.781	0.156	SSA	0.915	8.737	3HA16+3HA14	10.65
1	106.468	0.142	SSA	0.923	7.896	3HA16+3HA14	10.65
RDC	95.961	0.128	SSA	0.931	7.056	3HA16+3HA14	10.65

🏗️ Armatures inférieures en appuis :

Niveau	M _u (KN.m)	μ	Obs.	β	A _s calculée (cm ²)	A _s adoptée	
7	46.348	0.062	SSA	0.968	3.278	3HA14	4.62
6	44.804	0.060	SSA	0.969	3.165	3HA14	4.62
5	46.209	0.062	SSA	0.968	3.268	3HA14	4.62
4	46.626	0.062	SSA	0.968	3.279	3HA14	4.62
3	46.494	0.062	SSA	0.968	3.288	3HA14	4.62
2	45.144	0.060	SSA	0.969	3.189	3HA14	4.62
1	43.228	0.058	SSA	0.970	3.050	3HA14	4.62
RDC	43.749	0.058	SSA	0.970	3.087	3HA14	4.62

• Ferrailage des poutres longitudinales (poutres secondaires) :

🏗️ Armatures en travées

Niveau	M _u (KN.m)	μ	Obs.	β	A _s calculée (cm ²)	A _s adoptée	
7	7.639	0.028	SSA	0.986	0.530	3HA12	3.39
6	10.751	0.038	SSA	0.981	0.750	3HA12	3.39
5	9.118	0.032	SSA	0.984	0.634	3HA12	3.39
4	7.598	0.027	SSA	0.986	0.527	3HA12	3.39
3	6.605	0.024	SSA	0.988	0.458	3HA12	3.39
2	5.387	0.019	SSA	0.991	0.372	3HA12	3.39
1	4.179	0.015	SSA	0.993	0.288	3HA12	3.39
RDC	3.791	0.014	SSA	0.993	0.261	3HA12	3.39

🏗️ Armatures supérieures en appuis :

Niveau	M _u (KN.m)	μ	Obs.	β	A _s calculée (cm ²)	A _s adoptée	
7	30.066	0.108	SSA	0.943	2.182	3HA12	3.39
6	30.647	0.110	SSA	0.942	2.227	3HA12	3.39
5	30.031	0.108	SSA	0.943	2.180	3HA12	3.39
4	28.443	0.102	SSA	0.946	2.058	3HA12	3.39
3	25.206	0.090	SSA	0.953	1.810	3HA12	3.39
2	21.728	0.078	SSA	0.959	1.550	3HA12	3.39
1	23.000	0.083	SSA	0.956	1.647	3HA12	3.39
RDC	38.219	0.138	SSA	0.925	2.828	3HA12	3.39

🏗️ Armatures inférieures en appuis :

Niveau	M _u (KN.m)	μ	Obs.	β	A _s calculée (cm ²)	A _s adoptée	
7	27.630	0.099	SSA	0.948	1.995	3HA12	3.39
6	27.767	0.100	SSA	0.947	2.007	3HA12	3.39
5	26.954	0.097	SSA	0.949	1.944	3HA12	3.39
4	25.097	0.090	SSA	0.953	1.803	3HA12	3.39
3	21.864	0.078	SSA	0.959	1.560	3HA12	3.39
2	18.160	0.065	SSA	0.967	1.286	3HA12	3.39
1	18.506	0.066	SSA	0.966	1.311	3HA12	3.39
RDC	34.495	0.124	SSA	0.934	2.528	3HA12	3.39

• Ferrailage des bouts de poutres transversales (poutres principales) :

🏗️ Armatures en travées :

Niveau	M_u (KN.m)	μ	Obs.	β	A_s calculée (cm ²)	A_s adoptée	
7	7.906	0.010	SSA	0.995	0.544	3HA12	3.39
6	8.511	0.011	SSA	0.994	0.586	3HA12	3.39
5	8.282	0.011	SSA	0.994	0.570	3HA12	3.39
4	8.050	0.010	SSA	0.995	0.554	3HA12	3.39
3	7.743	0.010	SSA	0.995	0.532	3HA12	3.39
2	7.741	0.010	SSA	0.995	0.532	3HA12	3.39
1	7.270	0.010	SSA	0.995	0.500	3HA12	3.39
RDC	7.973	0.010	SSA	0.995	0.548	3HA12	3.39

🏗️ Armatures supérieures en appuis :

Niveau	M_u (KN.m)	μ	Obs.	β	A_s calculée (cm ²)	A_s adoptée	
7	164.255	0.219	SSA	0.875	12.850	4HA14+4HA16	14.20
6	197.951	0.264	SSA	0.843	16.074	8HA14+4HA16	20.36
5	209.469	0.280	SSA	0.832	17.234	8HA14+4HA16	20.36
4	218.891	0.292	SSA	0.823	18.206	8HA14+4HA16	20.36
3	226.957	0.302	SSA	0.815	19.062	8HA14+4HA16	20.36
2	220.544	0.294	SSA	0.821	18.388	8HA14+4HA16	20.36
1	198.822	0.265	SSA	0.841	16.183	8HA14+4HA16	20.36
RDC	154.723	0.206	SSA	0.883	11.994	4HA14+4HA16	14.20

🏗️ Armatures inférieures en appuis :

Niveau	M_u (KN.m)	μ	Obs.	β	A_s calculée (cm ²)	A_s adoptée	
7	134.428	0.179	SSA	0.901	10.213	4HA12+4HA14	10.66
6	166.842	0.222	SSA	0.873	13.082	4HA12+8HA14	16.82
5	180.152	0.240	SSA	0.861	14.322	4HA12+8HA14	16.82
4	192.363	0.256	SSA	0.849	15.509	4HA12+8HA14	16.82
3	204.879	0.273	SSA	0.837	16.755	4HA12+8HA14	16.82
2	199.900	0.266	SSA	0.842	16.251	4HA12+8HA14	16.82
1	182.787	0.244	SSA	0.858	14.583	4HA12+8HA14	16.82
RDC	134.603	0.180	SSA	0.900	10.238	4HA12+4HA14	10.66

- Ferrailage des bouts de poutres longitudinales (poutres secondaires) :

- Armatures en travées :

Niveau	M _u (KN.m)	μ	Obs.	β	A _s calculée (cm ²)	A _s adoptée	
7	0.390	0.002	SSA	0.999	0.027	3HA12	3.39
6	0.247	0.001	SSA	0.999	0.017	3HA12	3.39
5	0.351	0.001	SSA	0.999	0.024	3HA12	3.39
4	0.440	0.002	SSA	0.999	0.030	3HA12	3.39
3	0.612	0.002	SSA	0.999	0.042	3HA12	3.39
2	0.652	0.002	SSA	0.999	0.045	3HA12	3.39
1	0.859	0.003	SSA	0.998	0.059	3HA12	3.39
RDC	1.002	0.003	SSA	0.998	0.069	3HA12	3.39

- Armatures supérieures en appuis :

Niveau	M _u (KN.m)	μ	Obs.	β	A _s calculée (cm ²)	A _s adoptée	
7	2.304	0.009	SSA	0.996	0.158	3HA12	3.39
6	3.494	0.014	SSA	0.993	0.240	3HA12	3.39
5	4.144	0.016	SSA	0.992	0.286	3HA12	3.39
4	4.728	0.018	SSA	0.991	0.326	3HA12	3.39
3	4.949	0.019	SSA	0.990	0.342	3HA12	3.39
2	5.360	0.020	SSA	0.990	0.370	3HA12	3.39
1	7.021	0.027	SSA	0.986	0.487	3HA12	3.39
RDC	100.253	0.388	SSA	0.737	9.311	3HA12+3HA16	9.42

- Armatures inférieures en appuis :

Niveau	M _u (KN.m)	μ	Obs.	β	A _s calculée (cm ²)	A _s adoptée	
7	0.884	0.003	SSA	0.999	0.060	3HA12	3.39
6	1.217	0.004	SSA	0.998	0.083	3HA12	3.39
5	1.802	0.007	SSA	0.996	0.124	3HA12	3.39
4	2.328	0.009	SSA	0.995	0.160	3HA12	3.39
3	2.788	0.010	SSA	0.995	0.192	3HA12	3.39
2	3.142	0.012	SSA	0.994	0.216	3HA12	3.39
1	4.629	0.018	SSA	0.991	0.320	3HA12	3.39
RDC	94.813	0.367	SSA	0.759	8.551	3HA12+3HA16	9.42

- **Minimum :**

$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h)$ en toute section.

- Poutres principales de (45x30) :

$$A_{\text{tot}} (\text{min}) = (3\text{HA}14) \times 2 = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.75\text{cm}^2$$

- Poutres secondaires de (30x30)

$$A_{\text{tot}} (\text{min}) = (3\text{HA}12) \times 2 = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.75\text{cm}^2$$

6-2-3) Calcul des armatures transversales :

🏠 Poutres principales

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(1.286 ; 1,2 ; 3) [\text{cm}]$$

Soit $\Phi_t = 8\text{mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

1. Calcul des espacements :(A 7.5.2.2 RPA99/2003) :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right)$

- Poutre principales de (30 x 45) cm² : $S_t = 7\text{cm}$

-Poutre secondaire de (25 x 30) cm²: $S_t = 7\text{cm}$

- **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

-Poutre principales de (30 x 45) cm² : $S_t' = 15\text{cm}$

-Poutre secondaire de (25 x 30) cm²: $S_t' = 15\text{cm}$

➤ Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2xh$$

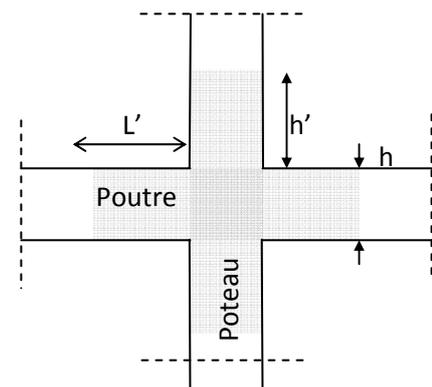
$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = \max(51, 40, 40, 60) = 51\text{cm}$



$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$: poutre principales de $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$: poutre secondaire de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

2. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 S_t b$$

- **Zone nodale :** $\begin{cases} A_t^{\min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 7 \times 25 = 0.525 \text{ cm}^2 \\ A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.525 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$
- **Zone courante :** $\begin{cases} A_t^{\min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1.35 \text{ cm}^2 \\ A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$

➤ **Dispositions constructives :**

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

6-2-4) Vérification à l'E.L.U :

6-2-4-1) Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL 91 Art 4.21)

La section minimale des armatures longitudinales est : $A_s \geq A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$\text{Poutres principales de (45} \times \text{30): } A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 1,521 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires de (30} \times \text{25): } A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2.$$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

6-2-4-2) Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91 art A.5.1,1)

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales} \quad \tau_u = 99.32 \times 10^3 / (300 \times 420) = 0.788 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires} \quad \tau_u = 20.57 \times 10^3 / (250 \times 270) = 0,304 \text{ MPa}$$

6-2-4-3) Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

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

$$\text{Poutres principales} \quad \tau_u = 0,788 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\text{Poutres secondaires} \quad \tau_u = 0,304 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

6-2-4-4) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

(BAEL91.Art A.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appui :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \quad \Rightarrow \quad \text{On doit prolonger au delà de l'appareil d'appui, une section d'armatures}$$

$$\text{pour équilibrer un moment égale à } T_u - \frac{M_u}{0,9d} \quad \text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

$$\text{Si } T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \quad \Rightarrow \quad \text{Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$$

 **Poutres principales :**

Niveau	Mu(KN.m)	Vu(KN)	Vu-Mu/0,9d	Obs.
7	99.386	88.90	-174.02	vérifiée
6	114.789	95.63	-208.04	vérifiée
5	117.475	94.89	-215.89	vérifiée
4	119.645	93.93	-222.59	vérifiée
3	119.493	92.72	-223.40	vérifiée
2	116.781	91.59	-217.35	vérifiée
1	106.468	90.51	-191.15	vérifiée
RDC	95.961	99.32	-154.55	vérifiée

 **Poutres secondaires :**

Niveau	Mu(KN.m)	Vu(KN)	Vu-Mu/0,9d	Obs.
7	30.066	16.73	-106.9984	vérifiée
6	30.647	20.57	-105.5493	vérifiée
5	30.031	19.14	-104.4444	vérifiée
4	28.443	17.98	-99.06938	vérifiée
3	25.206	16.83	-86.8984	vérifiée
2	21.728	15.43	-73.98564	vérifiée
1	23.000	13.61	-81.04021	vérifiée
RDC	38.219	12.88	-144.3998	vérifiée

 **Bouts de poutres principales :**

Niveau	Mu(KN.m)	Vu(KN)	Vu-Mu/0,9d	Obs.
7	21.148	36.75	-19.20	vérifiée
6	22.294	39.59	-19.39	vérifiée
5	21.182	38.43	-17.61	vérifiée
4	19.317	36.87	-14.23	vérifiée
3	16.313	34.48	-8.68	vérifiée
2	15.266	33.40	-6.99	vérifiée
1	12.027	30.90	-0.92	vérifiée
RDC	14.662	34.83	-3.96	vérifiée

 **Bouts de poutres secondaires :**

Niveau	Mu(KN.m)	Vu(KN)	Vu-Mu/0,9d	Obs.
7	2.338	6.01	-3.61	vérifiée
6	2.932	6.61	-5.46	vérifiée
5	2.743	6.52	-4.77	vérifiée
4	2.592	6.46	-4.21	vérifiée
3	2.283	6.34	-3.06	vérifiée
2	2.205	6.35	-2.72	vérifiée
1	1.736	6.10	-1.04	vérifiée
RDC	3.777	9.16	-6.38	vérifiée

6-2-4-5) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

6-2-4-6) Vérification de la contrainte d'adhérence acier –béton

 **La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures**

$$\bar{\tau}_u = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

✓ Poutres principales : $\sum U_i = 3HA14 = 0,132 \text{ m}$ Le périmètre des aciers.

✓ Poutres secondaires : $\sum U_i = 3HA12 = 0,1131 \text{ m}$ Le périmètre des aciers.

✓ Poutres principales : $\tau_s = 99,32 \times 10^{-3} / 0,9 \times 0,42 \times 0,132 = 1,990 \text{ MPa} < 2,835 \text{ MPa}$

✓ Poutres secondaires : $\tau_s = 20,57 \times 10^{-3} / 0,9 \times 0,27 \times 0,1131 = 0,748 \text{ MPa} < 2,835 \text{ MPa}$

$\tau_s < \bar{\tau}_{se} \rightarrow$ Donc la contrainte d'adhérence est vérifiée.

6-2-4-7) Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les T16 : $l_s = 56.44 \text{ cm}$

Pour les T14 : $l_s = 49.5 \text{ cm}$.

Pour les T12 : $l_s = 42.5 \text{ cm}$.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour les barres à haute adhérence.

Pour les $\Phi 16$: $l_a = 0.4 \times 56.44 = 22.57 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 23 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 14$: $l_a = 0.4 \times 49.5 = 19.8 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 20 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 12$: $l_a = 0.4 \times 42.5 = 17 \text{ cm}$.

6-2-5) Vérifications à l'ELS :**6-2-5-1) ELS vis-à-vis de la durabilité de la structure****➤ Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible $\overline{\sigma_{bc}}$.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$$

On détermine les contraintes σ_{bc} et σ_s à partir des tableaux des états limites de services des annexes pages 316-319

-On détermine $\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$

-Déduire les valeurs de β_1 et K à partir de l'abaque.

-Les contraintes valent alors : $\sigma_{bc} = \sigma_s / k \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_s}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales :

 **En travées :**

Niveau	$M_s \text{ max}$	A adopté	ρ_1	β_1	K	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	observation
7	35.21	4.62	0.3667	0.906	38.633	200.284	5.184	15	vérifiée
6	36.486	4.62	0.3667	0.906	38.633	207.542	5.372	15	vérifiée
5	36.341	4.62	0.3667	0.906	38.633	206.718	5.351	15	vérifiée
4	36.116	4.62	0.3667	0.906	38.633	205.438	5.318	15	vérifiée
3	35.675	4.62	0.3667	0.906	38.633	202.929	5.253	15	vérifiée
2	35.327	4.62	0.3667	0.906	38.633	200.950	5.202	15	vérifiée
1	34.327	4.62	0.3667	0.906	38.633	195.261	5.054	15	vérifiée
RDC	39.858	4.62	0.3667	0.906	38.633	226.723	5.869	15	vérifiée

 **Aux appuis :**

Niveau	$M_s \text{ max}$	A adopté	ρ_1	β_1	K	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	observation
7	61.576	10.65	0.8452	0.869	23.17	158.414	6.837	15	vérifiée
6	67.317	10.65	0.8452	0.869	23.17	173.183	7.474	15	vérifiée
5	65.904	10.65	0.8452	0.869	23.17	169.548	7.318	15	vérifiée
4	64.275	10.65	0.8452	0.869	23.17	165.357	7.137	15	vérifiée
3	60.754	10.65	0.8452	0.869	23.17	156.299	6.746	15	vérifiée
2	58.877	10.65	0.8452	0.869	23.17	151.470	6.537	15	vérifiée
1	54.455	10.65	0.8452	0.869	23.17	140.094	6.046	15	vérifiée
RDC	56.592	10.65	0.8452	0.869	23.17	145.592	6.284	15	vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires :**

 **En travées :**

Niveau	$M_s \text{ max}$	A adopté	ρ_1	β_1	K	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	observation
7	5.551	3.39	0.5022	0.893	31.70	67.914	2.142	15	vérifiée
6	4.820	3.39	0.5022	0.893	31.70	58.970	1.860	15	vérifiée
5	6.629	3.39	0.5022	0.893	31.70	81.102	2.558	15	vérifiée
4	5.522	3.39	0.5022	0.893	31.70	67.559	2.131	15	vérifiée
3	4.798	3.39	0.5022	0.893	31.70	58.701	1.852	15	vérifiée
2	3.912	3.39	0.5022	0.893	31.70	47.861	1.510	15	vérifiée
1	3.033	3.39	0.5022	0.893	31.70	37.107	1.171	15	vérifiée
RDC	2.731	3.39	0.5022	0.893	31.70	33.412	1.054	15	vérifiée

 **En appuis :**

Niveau	$M_s \text{ max}$	A adopté	ρ_1	β_1	K	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	Obs.
7	8.665	3.39	0.5022	0.893	31.70	106.012	3.344	15	vérifiée
6	12.621	3.39	0.5022	0.893	31.70	154.411	4.871	15	vérifiée
5	11.103	3.39	0.5022	0.893	31.70	135.839	4.285	15	vérifiée
4	10.021	3.39	0.5022	0.893	31.70	122.602	3.868	15	vérifiée
3	8.879	3.39	0.5022	0.893	31.70	108.630	3.427	15	vérifiée
2	7.594	3.39	0.5022	0.893	31.70	92.909	2.931	15	vérifiée
1	5.867	3.39	0.5022	0.893	31.70	71.780	2.264	15	vérifiée
RDC	4.325	3.39	0.5022	0.893	31.70	52.914	1.669	15	vérifiée

6-2-5-2) ELS vis-à-vis des déformations :

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

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

➤ **Calcul de la flèche :**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS

Selon le Sens (xx) : $f_{\text{max}} = 0.177\text{cm}$

Selon le Sens (y y) : $f_{\text{max}} = 0.0176\text{cm}$

➤ **Valeurs limites de la flèche :**

- Dans le sens (x-x) $L \leq 5\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$
- Dans le sens (y-y) $L > 5\text{m} \Rightarrow \bar{f} = 0.005 + \frac{L}{1000}$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$f = 0.177 \leq \frac{L_x}{500} = \frac{260}{500} = 0.52\text{m}$$

$$f = 0.0176 \leq 0.005 + \frac{L_y}{1000} = 0.005 + \frac{540}{1000} = 0.545\text{m}$$

Conclusion :

La condition de flèche est vérifiée.

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme. Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

6-3) LES VOILES :**6-3-1) Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$$

6-3-2) Ferraillage 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).

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend un seul type de voiles : des bouts de voiles pleins.

Seulement il est souhaitable d'adopter le même ferraillage pour un certains nombres de niveaux.

- ✓ **Zone I** : RDC, 1
- ✓ **Zone II** : 2^e et 3^e étage.
- ✓ **Zone III** : 5^e, 6^e et 7^e étage.

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferraillage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

Groupe I: VL1; VL4 ; VL5 ; VL8 sont des voiles transversaux.

Groupe II: VL2 ; VL3 ; VL6 ; VL7 sont des voiles longitudinaux.

6-3-3) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau ou du voile.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue = $L - L_c$

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

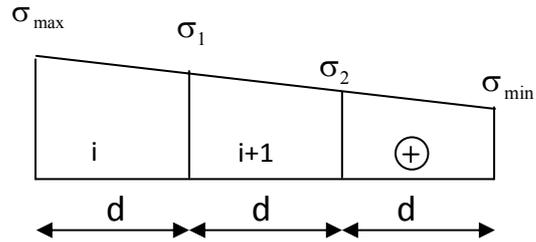
a) Armatures verticales :

➤ **Section entièrement comprimée:**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile.



Détermination des armatures :

$$A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

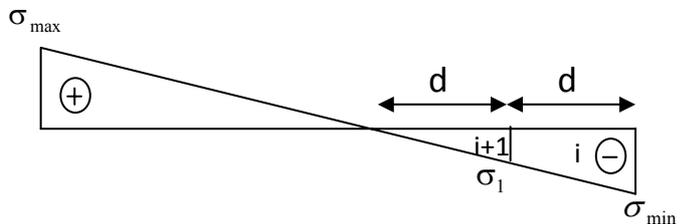
B : section du voile

σ_s : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



Détermination des armatures :

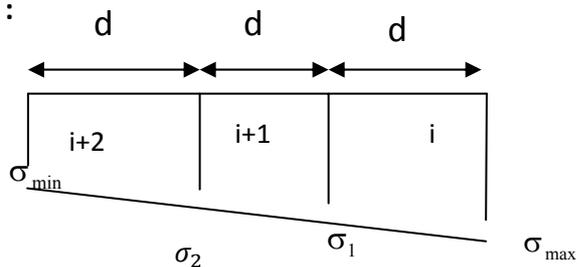
$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa

➤ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



Détermination des armatures :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier à 2 % = 348 MPa

b) Armatures minimales :**Compression du béton :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / ml$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad [\text{Art A.8.1, 21 /BAEL 91 modifié 99}]$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad B = d \cdot e$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu. **(Art.7.7.4.1 RPA 99/2003)**

- D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}$ (cm²)
- D'après le RPA 99 : $A_{\min} = 0,2 \% B$ (cm²)

$$\text{Donc :} \quad A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,002 B \right)$$

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

- D'après le BAEL :
$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_H : section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Exigences de RPA 99 révisé 2003 (Art 7.7.4.3) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

$$A_H \geq 0,15 \% B \quad \text{Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_H \geq 0,10 \% B \quad \text{En zone courante.}$$

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 révisé en 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5.e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le 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 minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

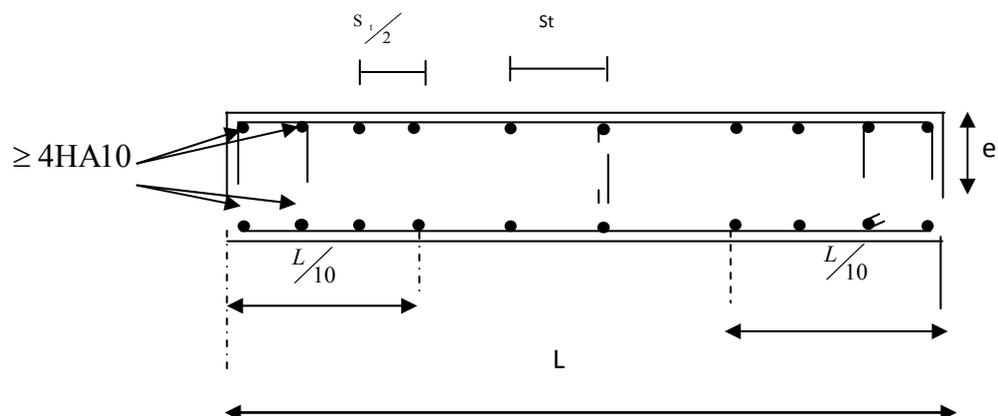


Fig. 1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

f) 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 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à 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.

6-3-4) Vérification à L'ELS :

On a : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec: } \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le RPA99 révisé en 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 : Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \qquad \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

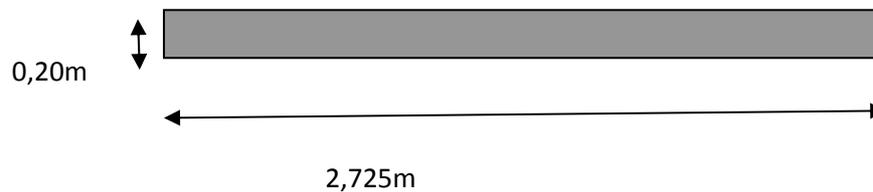
Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right); \text{ Pour la fissuration peu nuisible.}$$

6-3-5) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage du voile (**VL1, VL4, VL5, VL8**) de la zone I :



$$*L = 2.725 \text{ m}, e = 0,20 \text{ m}, V = \frac{L}{2} = 1.3625 \text{ m}$$

$$*B = e \times L = 0.20 \times 2.725 = 0.545 \text{ m}^2.$$

$$*I = \frac{eXL^3}{12} = \frac{0.20 \times 2.725^3}{12} = 0.3372 \text{ m}^4$$

Les efforts de calcul:

$$N_{\max} = 3003.55 \text{ KN}$$

$$T = 688.25 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 5612.951 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = 85.95 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 1649.72 \text{ KN}$$

$$1^{\text{er}} \text{ cas } N = N_{\min} = 85.95 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{85.95}{0.545} + \frac{5612.951 \times 1.3625}{0.3372} = 28187.782 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{85.95}{0.545} - \frac{5612.951 \times 1.3625}{0.3372} = -17165.580 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$2^{\text{eme}} \text{ cas } N = N_{\max} = 3003.55 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{3003.55}{0.545} + \frac{5612.951 \times 1.3625}{0.3372} = 28190.95 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{3003.55}{0.545} - \frac{5612.951 \times 1.3625}{0.3372} = -17158.75 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

⇒ Dans les deux cas la section est partiellement comprimée.

Le 1^{er} cas est le plus défavorable

***1^{er} tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \sigma_{\min}}{L_t} \Rightarrow \{ \sigma_1 = 1641.502 \text{ KN} / \text{m}^2 \}$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 3761.42 \text{ KN}$$

• **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{3761.42 \times 10}{348} = 10.809 \text{ cm}^2$$

*** 2^{ième} tronçon :**

$$N_2 = \frac{\sigma_{\min}}{2} \times d \times e = 1939.71 \text{ KN}$$

• **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{1939.71 \times 10}{348} = 5.574 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimales :**

$$\begin{aligned} A_{\min} &= \max \left(0.2 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \\ &= \max (4.5 \text{ cm}^2, 14.0625 \text{ cm}^2) \\ A_{\min} &= 14.0625 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

• **Les armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \text{ avec : } T = 1,4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 688.25}{400 \times 10^{-1}}$$

$$A_{vj} = 26.498 \text{ cm}^2$$

Ferraillage adopté :

$$A_1 = A_{v1}/2 + A_{vj}/4 = 10.809/2 + (26.498/4) = 12.029 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2}/2 + A_{vj}/4 = (5.54/2) + (26.498/4) = 9.411 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

On adopte :

Bande 1 : $A_1 = 7\text{HA}16/\text{bande}/\text{nappe} = 14,07 \text{ cm}^2$ Avec $St = 16 \text{ cm}$.

Bande 2 : $A_2 = 6\text{HA}16/\text{bande}/\text{nappe} = 14,07$ avec $St = 16 \text{ cm}$

➤ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 :
$$A_H = \frac{A_v}{4} = 6.624 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B = 0.08175 \text{ cm}^2$

Soit : $4\text{HA}16 = 8,04 \text{ cm}^2$ soit : $2\text{HA}16/\text{ml}/\text{nappe}$.

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

✚ **Vérification des contraintes :**

- BAEL 91 :
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{688.25 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2610} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa}$$

- RPA 2003 :
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 688.25 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2610} = 1.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.64 \text{ MPa} < \tau_b = 0.2 f_c 28 = 5 \text{ MPa}$$

✚ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1649.72 \times 10}{20 \times 2.725 + 15 \times 28.14} = 2.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul de ferrailage des voiles sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Ferrillages des bouts de voiles : VL3 ; VL4 ; VL5 ; VL6

	zone		I	II	III
	Caractéristiques géométriques	L (m)		2.725	2.775
e (m)		0.2	0.2	0.2	
B (m ²)		0.545	0.555	0.56	
I (m ⁴)		0.3372	0.3561	0.3658	
V=V' = L/2 (m)		1.3625	1.3875	1.4	
Sollicitations de calcul	M (KN.m)		5612.951	2125.991	797
	T (KN)		688.25	572.95	428.11
	N max (KN)		3003.55	2203.38	1294.68
	N min (KN)		85.95	276.89	103.89
	σ max (KN/m ²)		28187.782	12252.463	5361.673
	σ min (KN/m ²)		-17165.580	-4312.355	-737.816
	N ser (KN)		1649.72	1272.32	864.69
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L c (m)		1.69	2.05	2.46
	L t (m)		1.03	0.72	0.34
	d (m)		1.03	1.305	1.305
	σ 1 (KN/m ²)		1641.502	3477.586	2104.981
	N1(KN)		3761.42	1557.99	568.56
	N2(KN)		1939.71	562.76	96.28
	Ferrailage	A v1 (cm ²)/ bande(d)		10.809	4.477
A v2 (cm ²)/ bande (d)		5.574	1.617	0.277	
Avj/bande		26.498	22.058	16.482	
A1=Av1/2+Avj/4		12.029	7.753	4.937	
A2=Av2/2+Avj/4		9.411	6.323	4.259	
Amin (cm ²)/ nappe/ml		3.406	3.47	3.5	
sections adoptées nappe/ml		7HA16=14.07	6HA14=9.24	6HA12=6.79	
espacement		14 cm	16 cm	16 cm	
A h (cm ²)/nappe/ml		6.624	5.515	4.121	
A h min (cm ²)/nappe/ml		0.08175	0.08325	0.084	
sections adoptées/nappe/ml		6HA12=6.79	5HA12=5.65	5HA12=5.65	
Espacement		16 cm	20 cm	20 cm	
A t (cm ²)		4 épingles de HA8/m ²			
vérification des contraintes	$\tau_b=5$	τ_b	1.64	1.37	1.02
	$\tau_u=3.33$	τ_u	1.17	0.98	0.73
	$\sigma_{bc}=15$	σ_b	2.48	1.88	1.26

Ferraillages des bouts de voiles : VL2 ; VL3 VL6 ; VL7

caractéristiques géométriques	zone		I	II	III
	L (m)		1.125	1.175	1.2
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m2)		0.225	0.235	0.24
	I (m4)		0.023730469	0.02703724	0.0288
	V=V' = L/2 (m)		0.5625	0.5875	0.6
sollicitations de calcul	M (KN.m)		2636.958	1038.855	866.835
	T (KN)		709.43	660.23	555.82
	N max (KN)		2143.88	1667.24	1033.01
	N min (KN)		39.72	23.5	34.42
	σ max (KN/m ²)		62682.204	22673.580	18202.479
	σ min (KN/m ²)		-62329.138	-22473.580	-17915.645
	N ser (KN)		1351.01	1042.92	705.48
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L c (m)		0.564	0.590	0.605
	L t (m)		0.560	0.585	0.595
	d (m)		0.28	0.585	0.595
	σ 1 (KN/m ²)		-31215.203	3.942	-7.075
	N1(KN)		6222.787	4495.504	3581.714
	N2(KN)		1745.215	1314.70	1065.98
Ferraillage	A v1 (cm ²)/ bande(d)		17.881	12.918	10.292
	A v2 (cm ²)/ bande (d)		5.015	3.779	3.063
	Avj/bande		27.313	25.418	21.399
	A1=Av1/2+Avj/4		15.679	11.818	10.496
	A2=Av2/2+Avj/4		9.336	8.244	6.881
	Amin (cm ²)/ nappe/ml		4.5	4.7	4.7
	sections adoptées nappe/ml		8HA16=16.0 8	6HA16=12.06	6HA16=12.06
	espacement		12.5 cm	16 cm	16 cm
	A h (cm2)/nappe/ml		6.828	6.355	5.350
	A h min (cm2)/nappe/ml		0.03375	0.03525	0.036
	sections adoptées/nappe/ml		6HA14=6.79	5HA12=5.65	5HA12=5.65
	Espacement		16 cm	20 cm	20 cm
	A t (cm2)		4 épingles de HA8/m2		
	vérification des contraintes	$\tau_b=5$	τ_b	1.691	1.574
$\tau_u=3.33$		τ_u	1.208	1.124	0.946
$\sigma_{bc}=15$		σ_b	5.999	4.435	2.938

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction

les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ;elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VII.2. Stabilité des fondations

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- Les sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondation doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VII.3. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1.50$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

La connaissance de la nature est absolument indispensable pour savoir à quel niveau nous disposons d'un terrain d'assise suffisamment résistant.

✓ Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le chevauchement des semelles
- Le mode constructif de la structure

✓ Le choix des fondations doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

VII.4. Pré dimensionnement :

Le bâtiment étudié est une structure mixte (portique+ voile) , donc la solution de semelles isolées est à écarter. On aura le choix entre les semelles filantes et le radier général.

VII.5- Semelles filantes

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à la vérification suivante :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50 \%$).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$N_{ser} = N_G + N_Q$: Effort revenant sur les semelles au niveau de la base dans les deux sens.

($\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bars} = 15\text{t/m}^2 = 0,15 \text{ Mpa}$).

$$N_{ser} = 24791.229\text{kN}$$

- Surface totale du bâtiment : 250.89 m^2
 - Surface totale des semelles : 165.27 m^2
- $S_s / S_b = 65.87\% > 50\%$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles .

En effet , cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **radier général**

VII.6- Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis a la réaction du sol diminué du poids propre du radier. Il est :

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

a- Pré dimensionnement du radier

Dalles sous voiles

Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E=32164.2$ MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.25}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164.2}} = 0.77m$$

Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,65 \leq h \leq 1.05$$

Conclusion :

On prend comme hauteur du radier: **$h= 80\text{cm}$** et Vue que la hauteur est importante en opte pour un radier nervuré.

- **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{525}{20} = 26.25\text{cm} \quad \text{Soit : } h_d = 30\text{cm}$$

- **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{525}{10} = 52.5\text{cm} \quad \text{Soit : } h_n = 80\text{cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 80$ cm (hauteur de la nervure)

$h_d = 30$ cm (hauteur de la dalle)

$b = 55$ cm (largeur de la nervure)

b- Détermination des efforts :**Combinaison d'actions**

A la base du bâtiment :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 34076.97 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 24791.229 \text{ KN}$$

Détermination de la surface du radier

$$\text{A l'ELU } S_{rev}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{34076.97}{1,33 \times 150} = 170.81 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS } S_{rev}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{24791.229}{150} = 165.27 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 170.81 \text{ m}^2$$

- La Surface totale du bâtiment est de (250.89 m^2) , et donc par conséquent elle est supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord **(D)** minimum.

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{D=50 \text{ cm}}$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 250.89 + 0.4(12.15 + 20.65) \times 2 = 277.13 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = 277.13 \text{ m}^2$

c- Détermination des efforts à la base du radier**Charges permanente :**

Poids du bâtiment : 2073.25 t

Poids du radier : $[(277.13 \times 25 \times 0.30) + [(0.80 - 0.30) \times 0.55 \times 25 \times 12.15]] = 216.2 \text{ t}$

Poids du remblai en TVO : $[277.13 \times 0.88 \times 1.7 - 216.2] = 198.4 \text{ t}$

Poids de la dalle flottante : $[277.13 \times 0.12 \times 25] = 83.19 \text{ t}$

$$\mathbf{G_{tot} = 2571.04 \text{ t}}$$

Surcharge d'exploitation :

Surcharges du bâtiment $Q_{\text{bat}} = 405.87 \text{ t}$

$$Q_{\text{tot}} = Q \text{ (Superstructure)} \quad Q_{\text{tot}} = 405.87 \text{ t}$$

Combinaison d'actions

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 2571.04 + 1,5 \times 405.87 = 4079.71 \text{ t}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 2571.04 + 405.87 = 2976.91 \text{ t}$$

Vérifications :**Vérification à la contrainte de cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{40797.1 \times 1}{277.13} \times \frac{5.8}{2} = 426.92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{426.92}{1 \times 0,27} = 1581.17 \text{ KN} / \text{m}^2 = 1.58 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d- Vérification de la stabilité du radier

Caractéristiques géométriques du radier : Calcul du CDG et les moments d'inertie :

Centre de masse du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

Si : Aire du panneau considéré ;

(Xi , Yi) : Centre de gravité du panneau considéré.

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_r = 10.325 \text{ m}$$

$$Y_r = 6.075 \text{ m}$$

Moment d'inertie du radier

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{20.65 \times 12.15^3}{12} = 3086.51 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{12.15 \times 20.65^3}{12} = 8915.7 \text{ m}^4$$

❖ Vérification de la stabilité au renversement :

D'après le RPA2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4}$$

Avec : e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

$$N = 0,8 N_G = 16586.01 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X-X : } e = \frac{61912.22}{16586.01} = 3.73 \text{ m} < \frac{A}{4} = 5.16 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ CV} \\ \text{Sens Y-Y : } e = \frac{365.70}{16586.01} = 0.022 \text{ m} < \frac{B}{4} = 3.04 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ CV} \end{array} \right.$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 0,8 \times 277.13 = 3325.56 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement α = 1.5

γ_w : Poids volumique de l'eau (γ_w = 10KN/m³)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 0.8 m)

$$G_T = 25710.4 \text{ KN} > 3325.56 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure

Vérification de la stabilité du radier

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme

$$M = M_0 + T_0 h$$

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

ELU : $\sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$

ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad , 2\sigma_{sol} = 300 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

Calcul des moments :

$$M_{X-X} = 61912.22 + (3586.86 \times 0,8) = 64781.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y-Y} = 365.70 + (2988.17 \times 0,8) = 2756.24 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X-X	222.27	72.15	184.74	85.80	64.31	80.42	CV
Y-Y	152.64	141.78	149.93	16.17	5.31	13.46	CV

Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

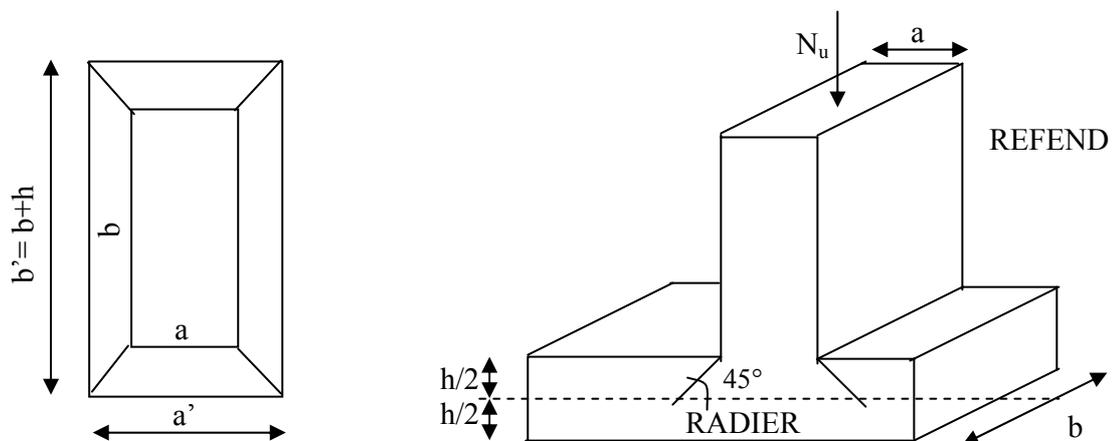
Avec :

N_u : charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : épaisseur du voile ou du poteau.

b : largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m)



Périmètre utile des voiles et des poteaux

Vérification pour les poteaux

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.55 + 0.55 + 2 \times 0.8) \times 2 = 5.4 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5.4 \times 0.8 \times 25000}{1,5} = 5040 \text{ KN}$$

$$N_u = 1622.37 \text{ KN} < \bar{N}_u = 5040 \text{ KN}$$

⇒ Vérifiée.

Vérification pour les voiles

On considère une bande de 01 ml du voile

$$N_u = 2261.14 \text{ KN}, e = 20 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.2 + 1.00 + 2 \times 0.8) \times 2 = 5.6 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5,6 \times 0,8 \times 2500}{1,5} = 5226,67 \text{ KN}$$

$$N_u = 2261,14 \text{ KN} < \bar{N}_u = 5226,67 \text{ KN}$$

⇒ Vérifiée.

Ferraillage du radier :

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Les panneaux sont encastres sur 4 appuis ; on distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si : $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable $\Rightarrow M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$ et $M_{oy} = 0$

2^{eme} Cas : Si : $0,4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

* Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

* Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

* Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Évaluation des charges est surcharge

à ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) / S_{rad}$$

$$q_u = \frac{40797,1}{277,13} = 147,21 \text{ KN} / m^2$$

à ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$$

$$q_{ser} = \frac{29769,1}{277,13} = 107,42 \text{ KN} / m^2$$

*

Ferraillage du panneau:

Le calcul de ferraillage se fait par une bande de 1ml, On choisit le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 2,45 \text{ m} , L_y = 5,25 \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,45}{5,25} = 0,46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1002 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

Calcul à l'ELU**Evaluation des moments M_x , M_y**

On obtient :

$$M_x = 0,1002 \times 147,21 \times 2,45^2 = 88,54 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,250 \times 88,54 = 22,14 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

Ferraillage dans le sens x-x**Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 88,54$$

$$M_{ua} = 44,27 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 88,54$$

$$M_{ut} = 66,41 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{44,27 \times 10^5}{100 \times 27^2 \times 14,17 \times 10^2} = 0,042 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta_u = 0,979$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{44,27 \times 10^5}{0,979 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 4,81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 4,81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6HA12 / ml = 6,78 cm² / ml avec un espacement de 16 cm

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{64,41 \times 10^5}{100 \times 27^2 \times 14,17 \times 10^2} = 0,062 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta_u = 0,968$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{64,41 \times 10^5}{0,968 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 7,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 7,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}14 / \text{ml} = 7,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement de 20cm

3. Ferrailage dans le sens y-y

Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 22,14$$

$$M_{ua} = 11,07 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 22,14$$

$$M_{ut} = 16,61 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,07 \times 10^5}{100 \times 27^2 \times 14,17 \times 10^2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,010 \rightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,07 \times 10^5}{0,995 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 4\text{HA}12 / \text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement de 25cm

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,61 \times 10^5}{100 \times 27^2 \times 14,17 \times 10^2} = 0,016 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,016 \rightarrow \beta_u = 0,992$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.61 \times 10^5}{0,992 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 1.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 1.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA12} / \text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement de 25cm

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,46}{2} = 3.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $A_{ua}^x = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.05 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.05 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $A_{ua}^x = 7.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.05 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.05 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Calcul à l'ELS

Evaluation des moments M_x , M_y

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient : $M_x = 0.1002 \times 107.42 \times 2.45^2 = 64.61 \text{ KN.m}$
 $M_y = 0.250 \times 64.61 = 16.15 \text{ KN.m}$

Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 64.61$$

$$M_{sa} = -32.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 16.15$$

$$M_{sa} = 8.08 \text{ KNm}$$

Moments en travée

$$M_{st} = (0,75) \cdot M_{s,max}$$

$$M_{st} / xx = (0,75) \times 64.61 = 48.45 \text{ KNm}$$

$$M_{st} / yy = (0.75) \times 16.15 = 12.11 \text{ KNm}$$

Vérification des contraintes dans le béton

- **(Sens x-x)**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Aux appuis

$$\gamma = \frac{44.27}{32.31} = 1.37 \quad \text{et } \mu = 0,042 \rightarrow \alpha = 0,0536$$

$$\alpha = 0,0536 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

En travée

$$\gamma = \frac{66.41}{48.45} = 1.37 \quad \text{et } \mu = 0.062 \rightarrow \alpha = 0.0801$$

$$\alpha = 0.0801 < \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

- **(Sens y-y)**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Aux appuis

$$\gamma = \frac{11.07}{8.08} = 1.37 \quad \text{et } \mu = 0,010 \rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\alpha = 0,0126 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

En travée

$$\gamma = \frac{16.61}{12.11} = 1.37 \quad \text{et } \mu = 0.016 \rightarrow \alpha = 0.0201$$

$$\alpha = 0.0201 < \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

Espacement des armatures :

$$S_t^{max} = 25\text{cm} \leq \min\{2h, 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\left\{0.2 \frac{f_{c28}}{\nu_b}, 5\text{Mpa}\right\}, \quad \text{Avec } V_u = \frac{ql}{2}$$

$$\tau_u = \frac{ql}{2bd} = \frac{147.21 \times 2.45 \times 10^{-3}}{2 \times 1 \times 0.27} = 0.667 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

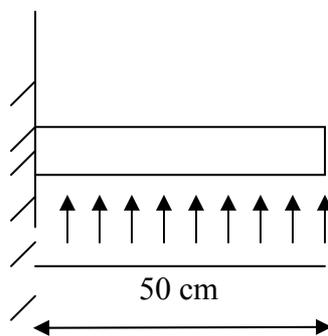


Schéma statique du débord

Sollicitation de calcul

- A l'ELU

$$P_u = 147.21 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-147.21 \times 0,5^2}{2} = -18.40 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS

$$P_s = 107.42 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-107.42 \times 0,5^2}{2} = -13.43 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18.4 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0.018 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta_u = 0,992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18.4 \times 10^3}{0,992 \times 27 \times 348} = 1.97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 1.97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

On adopte 4 HA12 = 4.52 cm²/ml

Calcul de l'espacement

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 4 HA10} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{18.4}{13.43} = 1.37$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$$

⇒ il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

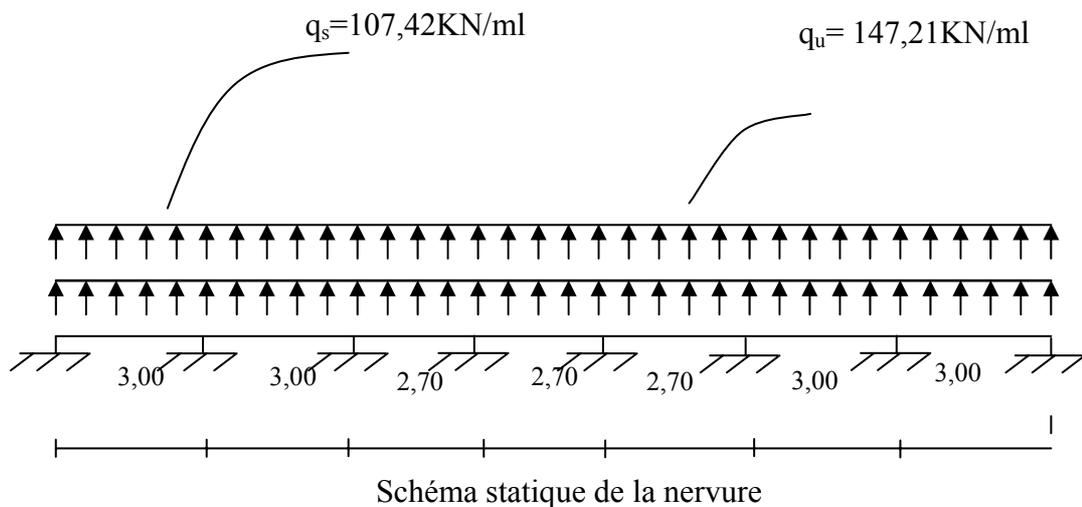
Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord, donc on va adopter le même ferrailage.

Ferrailage des nervures

Sens longitudinal :

Les nervures sont sollicitées par les charges uniformément réparties par mètre linéaire comme suit : $q_u=147.21\text{KN/ml}$ et $q_s=107.42\text{KN/m}$



Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ; ETABS 9.6 (structure analyse Programme).

Sens longitudinal

Moments aux appuis :

combinaison	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈
ELU	102.63	102.63	102.63	83.13	83.13	102.63	102.63	102.63
ELS	80.57	80.57	80.57	65.26	65.26	80.57	80.57	80.57

Moments en travée :

combinaison	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇
ELU	51.32	51.32	41.57	41.57	41.57	51.32	51.32
ELS	40.28	40.28	32.63	32.63	32.63	40.28	40.28

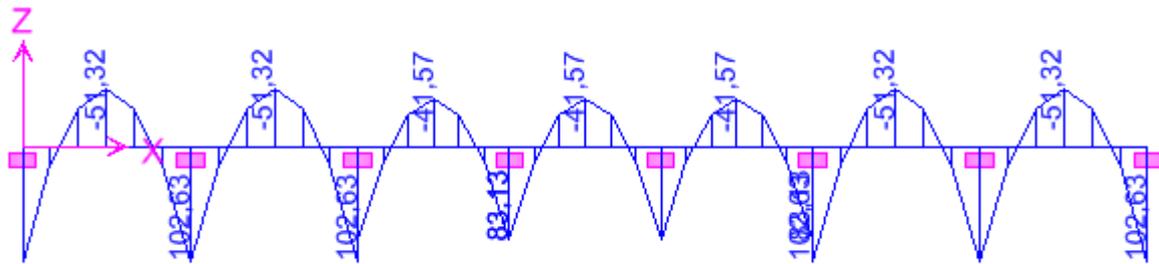


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

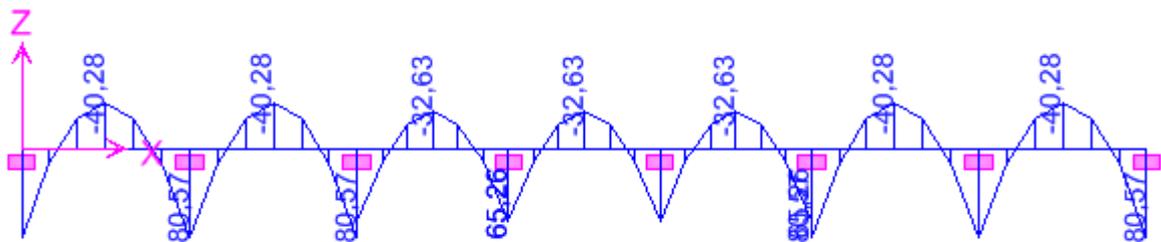


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

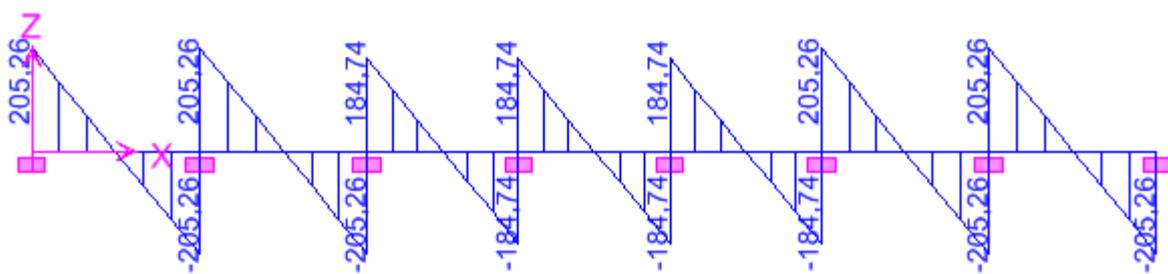


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

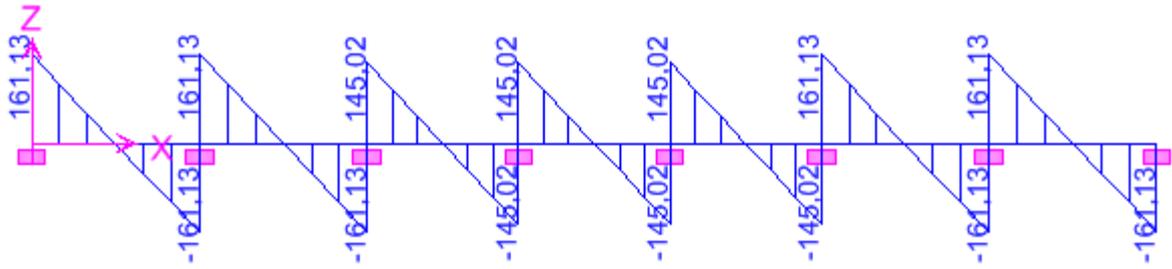


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Sens transversal:

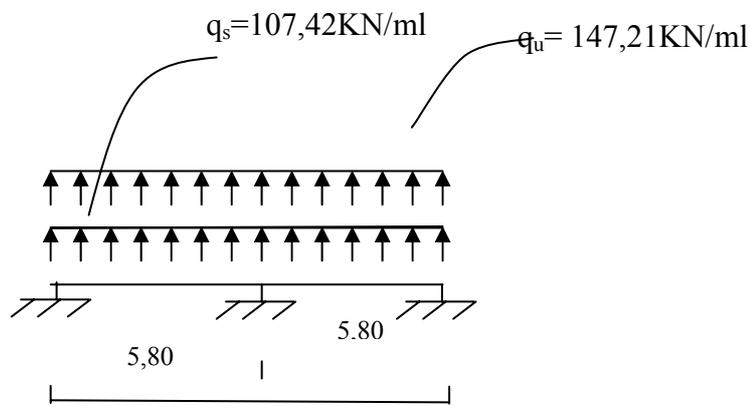


Schéma statique de la nervure

Les résultats obtenus :

Moments aux appuis :

combinaison	M ₁	M ₂	M ₃
ELU	383.62	383.62	383.62
ELS	301.13	301.13	301.13

Moments en travée :

combinaison	M ₁	M ₂
ELU	-191.81	-191.81
ELS	-150.57	-150.57

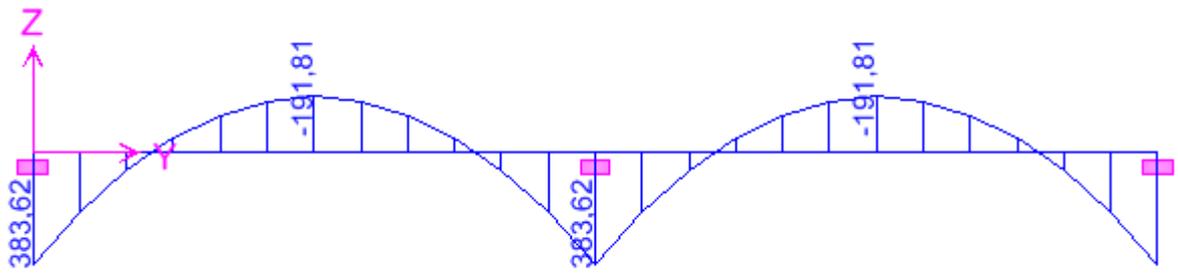


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

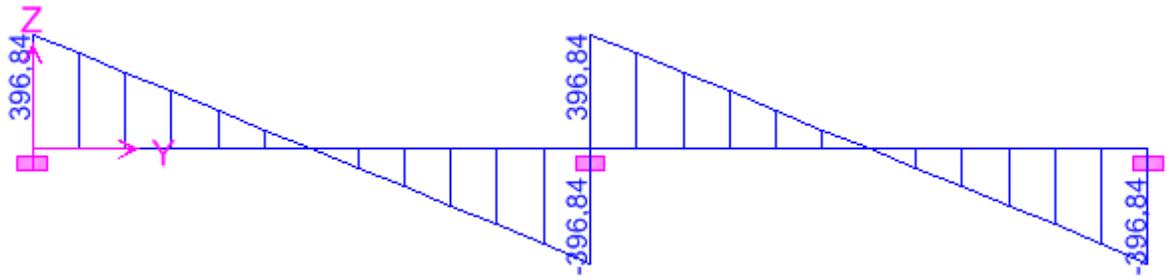


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

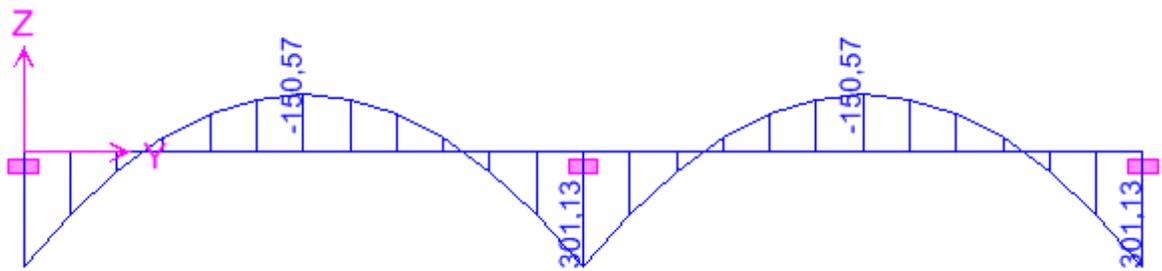


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

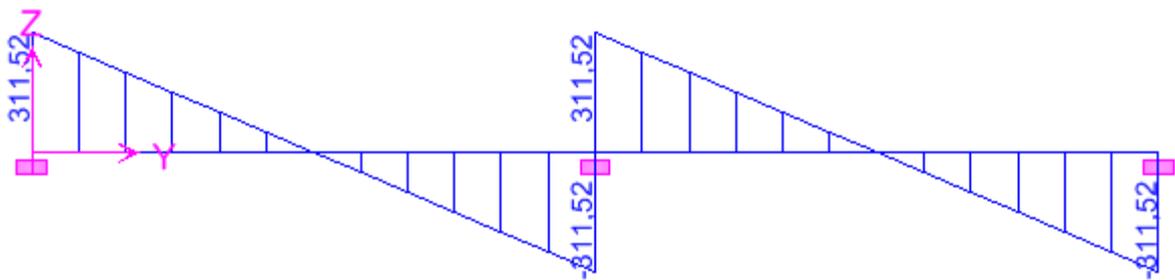


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Sens longitudinal :

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 51.32 \text{ KN.m} \quad M_a^{\max} = 102.63 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm} ; \quad d = 77 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Zone	M _u (KN m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)	S _t (cm)
Appuis	102.63	0.022	0.989	4.55	4HA14=6.15	10
Travée	51.32	0.011	0.994	1.96	4HA12	10

Sens transversal:

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 191.81 \text{ KNm} \quad M_a^{\max} = 383.62 \text{ KNm}$$

$$b = 55 \text{ cm} ; \quad d = 77 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Zone	M _u (KNm)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)	S _t (cm)
Appuis	383.62	0.046	0,976	14.67	4HA20+4HA14 = 18.71	10
Travée	191.81	0.022	0.989	7.33	4HA14+4HA12 = 10.67	10

Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 77 \times 2.1}{400} = 5.11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

Armatures transversales**Espacement des armatures**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_{1\min} \right\} = \min \{20 ; 14.4\}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale .

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

Soit $A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (2 cadres)

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec $T_{u \max} = 396.84 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{396.84 \times 10^3}{550 \times 770} = 0.937 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS

- Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{102.63}{80.57} = 1.27$$

$$\alpha = 0.0279 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.385 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travées

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{51.32}{40.28} = 1.26$$

$$\alpha = 0.0279 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.38 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les

contraintes du béton à l'ELS.

Conclusion Générale

Il est impératif si ce n'est vital d'accorder une grande importance au calcul des différents éléments d'une structure afin de préserver les vies humaines.

A travers cette étude, nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes du calcul de chacun de ces éléments. Ajouter à cela nous avons exploré les différents règlements régissant la construction en vigueur dans notre pays et leurs applications.

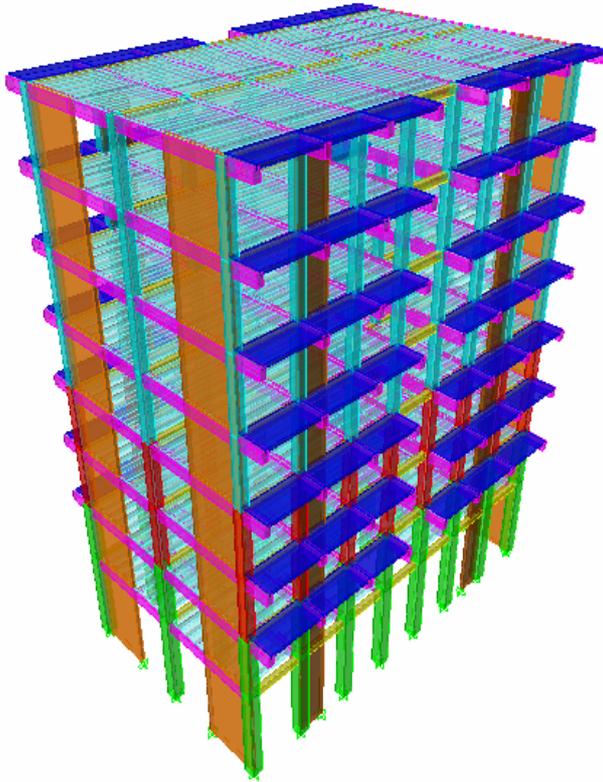
Ainsi, ce travail nous a permis de mettre en application toute la théorie acquise durant notre formation et de nous préparer pour affronter le domaine professionnel.

Bibliographie

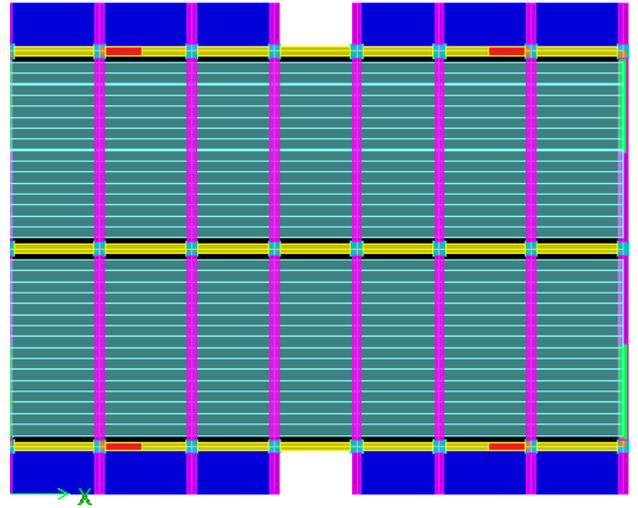
- [1] Document technique réglementaire« DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitations »
- [2] Règlement Parasismique Algérienne« R.P.A 99 Version 2003 ».
- [3] BAEL 91 modifier 99, Eyrols, 3^{eme} édition 2000.
- [4] Règles de conception et de calcul des structures en béton «CBA 93»

ANNEXE 1

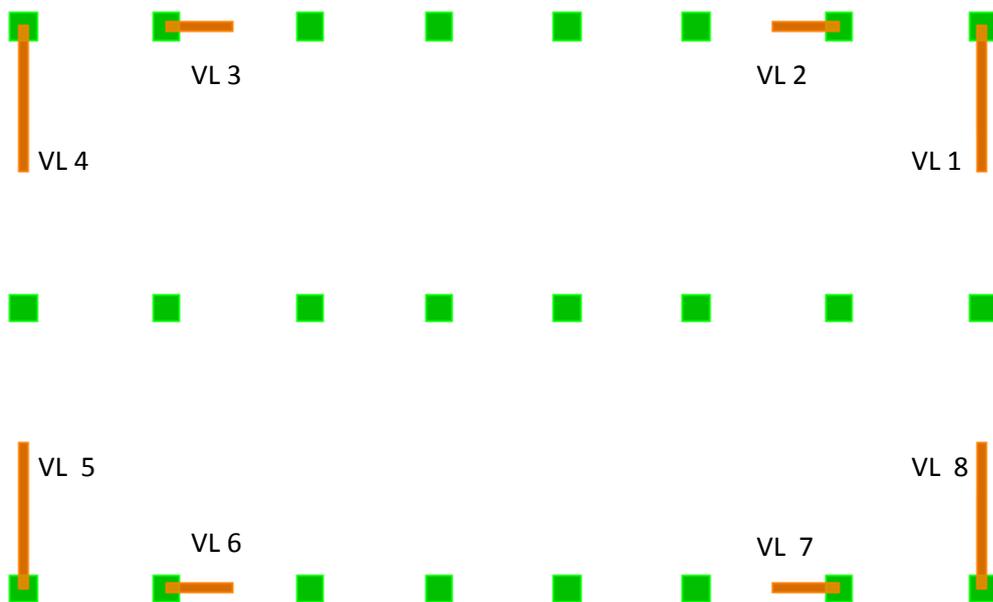
1. Le modèle :



1. Vue en 3 dimensions



2. Vue en plan



3. Disposition des voiles

ANNEXE 2

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
STORY1	D1	257.1481	257.1481	10.05	7.289	257.1481	257.1481	10.05	7.289	10.05	7.203
STORY2	D2	273.0106	273.0106	10.05	7.281	273.0106	273.0106	10.05	7.281	10.05	7.205
STORY3	D3	270.114	270.114	10.05	7.282	270.114	270.114	10.05	7.282	10.05	7.209
STORY4	D4	267.0717	267.0717	10.05	7.283	267.0717	267.0717	10.05	7.283	10.05	7.213
STORY5	D5	264.6431	264.6431	10.05	7.283	264.6431	264.6431	10.05	7.283	10.05	7.219
STORY6	D6	264.6431	264.6431	10.05	7.283	264.6431	264.6431	10.05	7.283	10.05	7.226
STORY7	D7	264.6431	264.6431	10.05	7.283	264.6431	264.6431	10.05	7.283	10.05	7.233
STORY8	D8	248.8258	248.8258	10.05	7.2	248.8258	248.8258	10.05	7.2	10.05	7.238

V-1)-Tableau contenant les coordonnées des centres de masses et centres de rigidités.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,603592	0	74,2889	0	0	74,2889	0	99,0186	0	0	99,0186	0	0
2	0,47194	88,85	0	0	88,85	74,2889	0	0	98,7906	0,0021	99,0186	98,7906	0,0021
3	0,333939	0,002	0	0	88,852	74,2889	0	0	0,0031	79,4958	99,0186	98,7937	79,4979
4	0,160049	0	16,0609	0	88,852	90,3498	0	0,6219	0	0	99,6405	98,7937	79,4979
5	0,150056	8,0988	0	0	96,9509	90,3498	0	0	1,1776	0,0002	99,6405	99,9713	79,4981
6	0,097712	0,0002	0	0	96,9511	90,3498	0	0	0	13,4278	99,6405	99,9713	92,9259
7	0,070798	1,2829	0	0	98,234	90,3498	0	0	0,0062	0,0004	99,6405	99,9775	92,9263
8	0,070114	0	5,616	0	98,234	95,9658	0	0,29	0	0	99,9305	99,9775	92,9263
9	0,046007	0,0001	0	0	98,2341	95,9658	0	0	0	3,8495	99,9305	99,9775	96,7758
10	0,045866	0,633	0	0	98,8671	95,9658	0	0	0,0096	0,001	99,9305	99,9871	96,7768
11	0,04005	0	2,3343	0	98,8671	98,3001	0	0,0426	0	0	99,9731	99,9871	96,7768
12	0,033614	0,4643	0	0	99,3314	98,3001	0	0	0,0061	0,0001	99,9731	99,9932	96,777

V-2)-Tableau contenant les taux de participation des masses sismiques à chaque mode et période correspondante

Remarque :

On voit bien que pour notre structure, le taux de participation de la masse sismique dépasse les 90% qu'exige le RPA dans les deux sens au mode 5.

ANNEXE 3

V-3)- tableau des efforts internes des poutres transversales (principales) :

	combinaison	Poutres principales			Bouts de poutre principales		
		M3max KN.m	M3min KN.m	V2 (max) KN	M3max KN.m	M3min KN.m	V2 (max) KN
Story 1	ELU	55.411	-78.708	99.32	7.973	-14.662	34.83
	G+Q + E_y	46.348	-95.961	90.4	134.603	-154.723	125.30
	0.8G $\pm E_y$	32.916	-72.962	60.82	138.279	-150.656	115.48
	ELS	39.858	-56.592	71.45	5.753	-10.590	25.13
Story 2	ELU	47.724	-75.006	90.51	7.27	-12.027	30.90
	G+Q + E_y	44.804	-106.468	85.95	182.787	-198.822	153.36
	0.8G $\pm E_y$	41.19	-87.625	65.26	185.038	-196.029	146.00
	ELS	34.671	-54.455	65.74	5.291	-8.764	22.49
Story 3	ELU	48.629	-81.069	91.59	7.741	-15.266	33.40
	G+Q + E_y	46.209	-116.781	88.16	199.900	-220.544	163.59
	0.8G $\pm E_y$	42.471	-96.554	66.67	202.790	-217.085	155.72
	ELS	35.327	-58.877	66.53	5.439	-11.137	24.32
Story 4	ELU	49.106	-83.649	92.72	7.743	-16.313	34.48
	G+Q + E_y	46.626	-119.341	89.02	204.879	-226.957	165.77
	0.8G $\pm E_y$	42.198	-98.493	66.13	207.901	-223.318	157.69
	ELS	35.675	-60.754	67.35	5.639	-11.909	25.12
Story 5	ELU	49.710	-88.491	93.93	8.050	-19.317	36.87
	G+Q + E_y	46.494	-119.645	88.12	192.363	-218.891	156.91
	0.8G $\pm E_y$	38.114	-97.621	64.81	196.041	-214.619	148.32
	ELS	36.116	-64.275	68.24	5.862	-14.108	26.86
Story 6	ELU	50.019	-90.724	94.89	8.282	-21.182	38.43
	G+Q + E_y	45.144	-117.475	86.12	180.152	-209.469	151.59
	0.8G $\pm E_y$	36.884	-94.941	63.97	184.240	-204.809	142.67
	ELS	36.341	-65.904	68.93	6.032	-15.473	28.01
Story 7	ELU	50.218	-92.665	95.63	8.511	-22.294	39.59
	G+Q + E_y	43.228	-114.789	86.79	166.842	-197.951	145.81
	0.8G $\pm E_y$	35.466	-91.794	63.08	171.206	-193.071	136.66
	ELS	36.486	-67.317	69.48	6.199	-16.289	28.85
Story 8	ELU	48.204	-84.317	88.90	7.906	-21.148	36.75
	G+Q + E_y	43.749	-99.386	77.36	134.428	-164.255	112.41
	0.8G $\pm E_y$	34.853	-80.726	58.1	138.272	-159.998	104.73
	ELS	35.21	-61.576	64.94	5.785	-15.505	26.90

ANNEXE 4

V-3)- tableau des efforts internes des poutres longitudinales (secondaires) :

	combinaison	Poutres secondaires			Bouts de poutre secondaires		
		M3max KN.m	M3min KN.m	V2 (max) KN	M3max KN.m	M3min KN.m	V2 (max) KN
Story 1	ELU	3.791	-5.975	12.88	1.002	-3.777	9.16
	G+Q + E _x	34.495	-38.219	40.38	94.813	-100.253	125.05
	0.8G ± E _x	35.270	-37.444	37.67	95.915	-99.15	122.35
	ELS	2.731	-4.325	9.28	0.721	-2.720	6.58
Story 2	ELU	4.179	-8.085	13.61	0.859	-1.736	6.10
	G+Q + E _x	18.506	-23.000	23.62	4.629	-7.021	7.44
	0.8G ± E _x	18.102	-20.949	21.35	4.945	-6.577	5.91
	ELS	3.033	-5.867	9.88	0.624	-1.259	4.43
Story 3	ELU	5.387	-10.454	15.43	0.652	-2.205	6.35
	G+Q + E _x	18.160	-21.728	23.86	3.142	-5.360	5.97
	0.8G ± E _x	18.779	-21.109	21.76	3.118	-4.797	4.38
	ELS	3.912	-7.594	11.21	0.473	-1.599	4.61
Story 4	ELU	6.605	-12.222	16.83	0.612	-2.283	6.34
	G+Q + E _x	21.864	-25.206	27.05	2.788	-4.949	5.66
	0.8G ± E _x	22.443	-24.626	24.95	2.775	-4.366	4.07
	ELS	4.798	-8.879	12.23	0.444	-1.656	4.61
Story 5	ELU	7.598	-13.789	17.98	0.440	-2.592	6.46
	G+Q + E _x	25.097	-28.443	29.55	2.328	-4.728	5.51
	0.8G ± E _x	25.678	-27.863	27.40	2.337	-4.068	3.89
	ELS	5.522	-10.021	13.06	0.320	-1.880	4.69
Story 6	ELU	9.118	-15.277	19.14	0.351	-2.743	6.52
	G+Q + E _x	26.954	-30.031	31.04	1.802	-4.144	5.31
	0.8G ± E _x	27.489	-29.496	28.89	1.713	-3.447	3.67
	ELS	6.629	-11.103	13.91	0.254	-1.99	4.73
Story 7	ELU	10.751	-17.356	20.57	0.247	-2.932	6.61
	G+Q + E _x	27.767	-30.647	31.67	1.217	-3.494	5.09
	0.8G ± E _x	28.269	-30.145	29.52	1.154	-2.751	3.43
	ELS	7.820	-12.621	14.95	0.180	-2.128	4.8
Story 8	ELU	7.639	-11.921	16.73	0.390	-2.338	6.01
	G+Q + E _x	27.630	-30.066	31.06	0.884	-2.304	4.47
	0.8G ± E _x	27.971	-29.726	29.26	0.801	-1.773	3.14
	ELS	5.551	-8.665	12.18	0.285	-1.705	4.39

		poteaux							
		comb	Nmax(KN)	M2cor(KNm)	M3cor(KNm)	M2max(KNm)	Ncor(KN)	M3max(KNm)	Ncor(KN)
STORY 1	ELU		1722.02	0.363	1.008	-104.706	-514.24	-179.099	-1237.58
	G+Q+1.2E		1564.72	11.781	156.572				
	0.8G+E		1175.21	5.199	135.702				
	ELS		1252.88	0.261	0.722				
	ELU		1450.88	0.968	4.046				

STORY 2	G+Q+E	1460.39	35.923	92.94	-239.292	-430.66	-239.066	-1321.87
	0.8G+E	1099.95	20.326	77.25				
	ELS	1056.78	0.699	2.91				
STORY 3	ELU	1226.37	0.532	1.883	-160.533	-358.66	-116.516	-747.51
	G+Q+E	1093.59	3.66	97.983				
	0.8G+E	813.53	2.333	81.064				
STORY 4	ELU	1013.57	0.945	2.792	-218.937	-295.36	-99.605	-544.34
	G+Q+E	804.31	9.714	99.163				
	0.8G+E	591.38	6.141	81.593				
STORY 5	ELU	802.73	0.77	2.084	-160.765	-231.21	-61.671	-562.16
	G+Q+E	603.62	0.697	17.359				
	0.8G+E	413.21	0.484	14.743				
STORY 6	ELU	597.96	0.943	2.42	-171.661	-171.95	-55.417	-370.41
	G+Q+E	450.11	0.896	17.265				
	0.8G+E	309.64	0.626	14.706				
STORY 7	ELU	394.99	0.938	2.203	-155.394	-113.11	-45.23	-215.18
	G+Q+E	297.93	0.953	13.391				
	0.8G+E	206.93	0.675	11.453				
STORY 8	ELU	193.46	0.888	2.615	-160.458	-53.66	-34.585	-95.42
	G+Q+E	147.91	9.746	29.405				
	0.8G+E	113.73	6.9	22.377				
	ELS	1471.56	0.645	1.902				

ANNEXE 5

ANNEXE 6 : Tableau récapitulatif du calcul et de la vérification des armatures

Calcul des armatures longitudinales dans le sens longitudinal

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b×h) (cm) ²	e (m)	$\frac{h}{2} - c$	M _f (KN.m)	N _u (d-c')-M _f	obs.	A _{sc} (cm ²)	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix Des barres
1 ^{er} et 2 ^e	1722.02	0.363	55×55	0.02	24.5	422.26	421.53	SPC	0.00	-23.15	27.22	28.64	4HA20+ 8HA16
	562.55	0.743		0.13	24.5	138.56	137.09	SPC	0,00	-8.24			
	827.06	60.862		7.36	24.5	263.49	141.77	SPC	0,00	-8.16			
3 ^e et 4 ^e	1226.37	0.532	45×45	0.043	19.5	239.67	238.61	SPC	0,00	-16.57	18.22 5	20.6	4HA20+ 4HA16
	386.41	0.74		0.19	19.5	76.09	74.61	SPC	0,00	-5.71			
	646.39	21.923		3.39	19.5	147.97	104.12	SPC	0,00	-7.68			
5 ^e , 6 ^e , 7 ^e et 8 ^e	802.73	0.77	40×40	0.096	17	137.23	135.70	SPC	0,00	-11.24	14,40	16.08	8HA16
	59.16	0.587		0.99	17	10.64	9.47	SPC	0,00	-0.87			
	120.54	20.037		16.62	17	40.53	0.45	SPC	0,00	-0.24			

Calcul des armatures longitudinales dans le sens transversal :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b×h) (cm) ²	e (cm)	$\frac{h}{2} - c$ (cm)	M _f (KN.m)	N _u (d-c')-M _f	obs.	A _{sc} (cm ²)	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix Des barres
1 ^{er} et 2 ^e	1722.02	1.008	55 × 55	0.058	24.5	422.90	420.88	SPC	0,00	-23.14	27.22	28.64	4HA20+ 8HA16
	562.55	15.794		2.81	24.5	153.62	122.03	SPC	0,00	-7.34			
	589.20	24.599		4.17	24.5	168.95	119.76	SPC	0,00	-7.19			
3 ^e et 4 ^e	1226.37	1.883	45×45	0.15	19.5	241.02	237.26	SPC	0,00	-16.46	18.225	20.6	4HA20+ 4HA16
	386.41	17.028		4.41	19.5	92.37	58.33	SPC	0,00	-4.5			
	404.24	21.991		5.44	19.5	100.82	56.83	SPC	0,00	-4.38			
5 ^e , 6 ^e , 7 ^e et 8 ^e	802.73	2.084	40×40	0.26	17	138.55	134.38	SPC	0,00	-11.12	14,40	16.08	8HA16
	59.16	29.738		50.26	17	39.79	-19.67	SPC	0,00	1.47			
	59.16	29.738		50.26	17	39.79	-19.67	SPC	0,00	1.47			

Vérification des poteaux à l'ELS : Sens Longitudinal :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Bo (cm ²)	V1 (cm)	V2 (cm)	Io (cm ⁴)	Mser/Nser	Io/Bo.V2	Obs
1 ^{er} et 2 ^e	1252,88	0,261	3454,6	26,54	28,46	951101,948	0,021	9,674	SEC
	410,71	0,537	3454,6	26,54	28,46	951101,948	0,130	9,674	SEC
	601,57	43,874	3454,6	26,54	28,46	951101,948	7,293	9,674	SEC
3 ^e et 4 ^e	893,21	0,388	2334	21,92	23,08	513140,678	0,043	9,526	SEC
	281,99	0,536	2334	21,92	23,08	513140,678	0,190	9,526	SEC
	470,03	16,042	2334	21,92	23,08	513140,678	3,413	9,526	SEC
5 ^e , 6 ^e , 7 ^e et 8 ^e	584,85	0,56	1841,2	19,34	20,66	346650,553	0,096	9,113	SEC
	43,2	0,425	1841,2	19,34	20,66	346650,553	0,984	9,113	SEC
	88,39	14,653	1841,2	19,34	20,66	346650,553	16,577	9,113	SPC

Sens Transversal

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Bo (cm ²)	V1 (cm)	V2 (cm)	Io (cm ⁴)	Mser/Nser	Io/Bo.V2	Obs
1 ^{er} et 2 ^e	1252,88	0,722	3454,6	26,54	28,46	951101,948	0,057	9,674	SEC
	410,71	11,455	3454,6	26,54	28,46	951101,948	2,789	9,674	SEC
	430,45	17,718	3454,6	26,54	28,46	951101,948	4,116	9,674	SEC
3 ^e et 4 ^e	893,21	1,369	2334	21,92	23,08	513140,678	0,153	9,526	SEC
	281,99	12,356	2334	21,92	23,08	513140,678	4,382	9,526	SEC
	295,20	15,951	2334	21,92	23,08	513140,678	5,403	9,526	SEC
5 ^e , 6 ^e , 7 ^e et 8 ^e	584,85	1,516	1841,2	19,34	20,66	346650,553	0,259	9,113	SEC
	43,20	21,657	1841,2	19,34	20,66	346650,553	50,131	9,113	SPC
	43,20	21,657	1841,2	19,34	20,66	346650,553	50,131	9,113	SPC

Calcul des contraintes dans le béton :Sens longitudinal :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	σ_b^1	σ_b^2	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s^1	σ_s^2	σ_{st}	obs
1 ^{er} et 2 ^e	1252,88	0,261	3,6339	3,6345	15	54,4974	54,5053	200	SEC
	410,71	0,537	1,2038	1,2049	15	18,0325	18,0488	200	SEC
	601,57	43,874	2,9656	3,0542	15	42,4087	43,7373	200	SEC
3 ^e et 4 ^e	893,21	0,388	3,8435	3,8444	15	57,6188	57,6319	200	SEC
	281,99	0,536	1,2310	1,2322	15	18,4191	18,4373	200	SEC
	470,03	16,042	2,6991	2,7353	15	39,0798	39,6238	200	SEC
5 ^e , 6 ^e ,7 ^e et 8 ^e	584,85	0,56	3,2077	3,2098	15	48,0428	48,0748	200	SEC
	43,2	0,425	0,2583	0,2599	15	3,8199	3,8442	200	SPC
	88,39	14,653	1,2975		15	17,5614	18,3983	200	SPC

Sens transversal :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	σ_b^1	σ_b^2	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s^1	σ_s^2	σ_{st}	obs
1 ^{er} et 2 ^e	1252,88	0,722	3,646	3,648	15	54,6685	54,6904	200	SEC
	410,71	11,455	1,508	1,531	15	22,0858	22,4327	200	SEC
	430,45	17,718	1,74	1,776	15	25,2681	25,8046	200	SEC
3 ^e et 4 ^e	893,21	1,369	3,885	3,888	15	58,1613	58,2078	200	SEC
	281,99	12,356	1,735	1,763	15	24,9564	25,3753	200	SEC
	295,20	15,951	1,946	1,982	15	27,7936	28,3345	200	SEC
5 ^e , 6 ^e ,7 ^e et 8 ^e	584,85	1,516	3,261	3,266	15	48,7188	48,8053	200	SEC
	43,20	21,657	1,442		15	18,8320		200	SPC
	43,20	21,657	1,442		15	18,8320		200	SPC