

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Année : 2019

Faculté : Sciences de l'Ingéniorat
Département : Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de : MASTER

Thème:

*ETUDE D'UN BATIMENT (R+6+SOUS SOL) A CONTRE VENTEMENT
MIXTE, A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE*

Domaine : Sciences et Technologies

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Par : CHAABENA SAMIHA
DROUAI FATMA

DIRECTEUR DU MEMOIRE : Dr HAMMOUDA.A,MCA,GENIE CIVIL ,U B M ANNABA

DEVANT LE JURY,

EXAMINATEURS : -SELOUGHA .M

-HACENE CHAUCHE .A.MADJID

REMERCIEMENT

Nous tenons à remercier du fond du coeur, avant tous, le Bon Dieu

Qui nous a donné la volonté, le courage et la continuité dans nos études

Et nous a gardé jusqu'à l'atteinte de ce niveau,

Et nous exprimons notre profonde gratitude.

*Nos remerciements à notre encadreur Dr **HAMMOUDA .A***

Pour l'honneur qu'elle nous a donné en acceptant de nous encadré

Dans ce travail, et qui a contribué avec son aide et ses efforts

ainsi que son soutien en plus des différentes documentations

et moyens Mis à disposition pour la réalisation de notre travail.

Nos très chères familles pour leur soutien moral et physique.

Toute personne qui nous a aidées pour la réalisation de ce travail.

CHAABENA SAMIHA

REMERCIEMENT

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Ainsi nous remercions tous les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr HAMMOUDA.A** pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les membres de bureau d'étude et particulièrement à **M^{lle}. CHERAIET DJAMILA** qui nous a beaucoup aidé pour élaborer ce travail.

Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de génie civil.

DROUAI FATMA

SOMMAIRE

Chapitre I	Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques des Matériaux.....	1p
	I-1-Description de l'ouvrage	
	I-2- Propriétés des matériaux	
	I- 3- Règles de calcul	
	I- 4- Caractéristique des matériaux	
Chapitre II	Pré dimensionnement des éléments.....	11p
	II -1- Pré dimensionnement des poutres	
	II -2-Pré dimensionnement des poteaux	
	II -3- Pré dimensionnement des planchers	
	II -4- Plancher dalle pleine "Balcons"	
	II -5- Pré dimensionnement des voiles	
	II -6- Pré dimensionnement des Escaliers	
Chapitre III	Evaluation et descente des charges.....	19p
	III-1- Evaluation des charges	
	III-1- Descente des charges	
Chapitre IV	Les éléments Secondaires.....	38p
	IV-1-L'escalier	
	IV-2-Balcon	
	IV-3-L'acrotère	

Chapitre V	Etude des Planchers.....	68p
	V-1- Plancher Terrasse (corps creux)	
	V-2- Plancher Etage Courant (corps creux)	
Chapitre VI	Etude des Portiques.....	125p
	VIII.2. Le ferrailages des poutres	
	VIII.3.Ferrailages les poteaux	
Chapitre VII	Etude Sismique.....	143p
Chapitre VIII	Etude Voile.....	147p
Chapitre IX	Etude de la dalle machine.....	168p
Chapitre X	Etude de L'infrastructure.....	177p
	IX-1-Etude du radier	

Conclusion

Annexe

Bibliographie

INTRODUCTION

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec sous sol, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

Cette étude se compose de 10 chapitres :

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Chapitre III : Etude des Planchers

Chapitre IV : Les éléments Secondaires

Chapitre V : Evaluation et descentedescharges

Chapitre VI : EtudeSismique

Chapitre VII : EtudedesPortiques

Chapitre VIII : Etude de la dalle machine

Chapitre IX : Etudedel'infrastructure

Conclusion.

Bibliographie.

Annexe .

CHPITRE 1:

*Présentation de L'ouvrage
et Caractéristiques
des Matériaux*

I.1. INTRODUCTION :

Le présent projet est consacré à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation « R+6 + Sous Sole », cette ouvrage est situé dans la zone « IIa » à Annaba ; selon le R.P.A2003.

Dans ce qui suit la description de notre projet.

I- 1-Description de l'ouvrage:

Le projet comporte un :

- Sous sol : usage commercial
- RDC+6 : usaged'habitation
- Terrasse inaccessible

I-1-1-Caractéristiques géométriques

La présente structure a pour dimensions :

- Dimensions enplan.....27 ,92 x 17.49(m.m)
- Hauteurtotale..... 24.04 m
- Hauteurdu RDC..... 3,06 m
- Hauteur des étages courants ...3,06m
- Hauteur de sous sol4,30m

I- 1-2-La Superstructure:

a) **L'ossature** : L'ossature de ce bâtiment est formée par un contreventement mixte :

portique et voiles dans les deux directions.

b) **Les planchers** : Les planchers sont conçus en corps creux (16+4) dont le but est d'assurer une bonneIsolation phonique, l'hourdis et les nervures sont conçues pour être collé sur place.

c) **La maçonnerie** :

- **Murs extérieurs** : Sont constitués d'une paroi double en brique creuse de 15 cm pour la paroi externe et 10 cm pour la paroi interne, les deux (02) parois étant séparées par une lame d'aire de 05 cmd'épaisseur.

- **Murs intérieures** : Sont constitués en brique creuse de 10 cmd'épaisseur.

d) Revêtement :

- Le revêtement des murs est réalisé par mortier deciment.
- Le revêtement des plafonds est réalisé par legypse.
- Le revêtement du sol est réalisé par ducarrelage.

I- 2-Propriétés des matériaux**I- 2-1- Béton:**

Dans la construction de cet ouvrage, le béton armé utilisé sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (B.A.E.L-91) modifié (99), ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie.

-Les granulats peuvent être naturels ou artificiels (Sable et Gravier), seulement ils ne doivent contenir ni terre, ni matière argileuse ou organique (par rapport à l'équivalent de sable et degré d'impureté étudié).

-L'eau entrant dans la confection du béton devra être pure, sans acide ou sel.

-Le dosage du béton est basé sur des facteurs suivants :

- Les dimensions de l'ouvrage.
- Densité du ferrailage.
- Plasticité voulue (mise en œuvre facile).
- Résistance à 28 jours.

On choisit un béton plastique.

Le rapport C/E : $1.5 \leq C/E \leq 2.5$ « voir (10) page 267 -fig-x-12 »

D'où on choisit $C/E=2$, qui nous donne un affaissement au cône d'Abrams = 7cm.

Pour obtenir cette résistance, le dosage de ciment doit être au moins 350 Kg/m^3 .

Connaissant le rapport C/B et le dosage en ciment, on calcule E :

$$C/B = 2 \Rightarrow E = C/B = 350/2 \quad \text{AN : } E = 175L$$

*** Quantité d'agréats :**

➤ On choisit les fractions suivants : *Sable0/5.

*Gravier 5/25.

Calculons ces quantités en fonction de l’affaissement et de l’humidité des agrégats et en utilisant les abaques « Méthode DREUX»: (voir l’abaque).

Il suffit de suivre le circuit des flèches pour trouver :

RESULTAT POUR LE DOSAGE/M ³			
Ciment « Kg/m ³ »	Sable 0/5 « L »	Gravier 5/25 « L »	Eau « L »
350	540	740	175

Tableau-I -1 : Résultat pour le dosage par m³.

I- 2-2- Aciers :

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en trois (03) catégories :

- Barres lisse de nuance douce, mi dure et dure (dureté naturelle).
- Barres à haute adhérence de nuance mi-dure ou dure obtenue par écrouissage à froid par torsion ou par traction.
- Treillis soudés.

Le caractère mécanique suivant de base aux justifications est la limite d’élasticité garantie, désignée par " f_e ".

I- 3- Règles de calcul appliqués au dimensionnement au calcul du projet :

I- 3-1- Présentation des règles de calcul:

Le dimensionnement et le calcul du projet sont basés sur les règles en vigueur en Algérie.

- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (C.B.A93).
- Les règles parasismiques algériennes (RPA.2003)
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L.91)

I- 3-2- Description des règles aux états limites :**I- 3-2-1- Etats limites :**

Un état limite est un état au delà du quel un élément de la structure ne répond plus aux fonctions pour les quelles il est conçu on distingue deux catégories d'états limites :

a) Etat limite ultime (ELU) :

Un état limite ultime est un état ou le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage les états correspondant à la limite ultime sont:

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat de stabilité déformée.
- Etat limite d'équilibre statique.

b) Hypothèses de calcul pour l'état limite ultime :

1- la section plane et droite avant déformation reste plane et droite après déformation (Hypothèse de : NAVIER –BERNOULLI).

2- Matériaux béton et acier sont pris dans leur domaine plastique

3- La résistance du béton en traction est négligée à cause de la fissuration.

4- Les armatures sont concentrées, dans leur centre de gravité.

5- Le diagramme contrainte-déformation de l'acier est le diagramme qui est adopté pour les HA type 1 avec palier de plastification.

6- La règle des pivots (A), pivot (B), pivot (C) est appliquée pour déterminer les déformations dans la section qui peut avoir une position sur le diagramme ci-dessous.

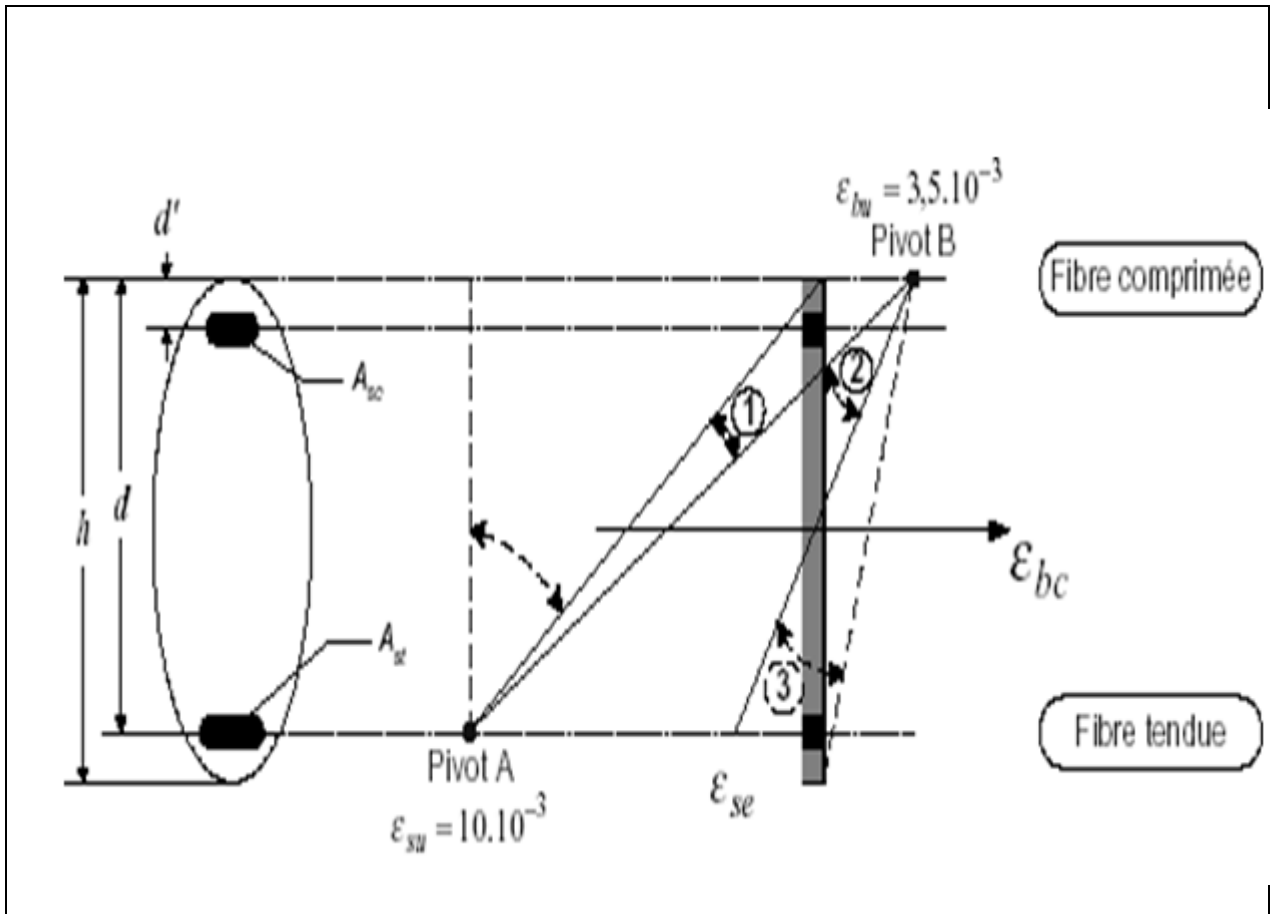


Figure -I- 1 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots

- ❖ Pivot A $\{\sigma_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰} / \sigma_{st} = 10\text{‰}\}$
- ❖ Pivot B $\{\sigma_{bc} = 3.5 \text{ ‰} / \sigma_{es} \leq \sigma_s \leq 10\text{‰}\}$
- ❖ Pivot C $\{\sigma_{bc} \leq 3.5\text{‰}\}$

c) Etat limite de service:

Qui tient compte des conditions d'exploitation (utilité d'exploitations normale), déformation fissuration, valeurs des contraintes de compression de béton – distinction :

Les règles C.C.B.A 68 sont basées sur les contraintes admissibles alors que les règles

B.A.E.L font intervenir le calcul aux états limites.

e) Hypothèse de calcul pour l'E.L.S :

- 1- La section plane et droite avant déformation reste plane et droite après déformation, le module de déformation de l'acier $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$.
- 2- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- 3- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- 4- Le béton tendu est négligé.
- 5- On ne déduit pas les aires d'acier de l'aire de béton comprimé, on suppose en outre que la section d'acier est concentrée en son centre de gravité, pourvu que l'erreur ainsi commise sur les déformations unitaires ne dépasse pas 15 %.

I- 4- Caractéristique des matériaux:

Les caractéristiques sont définies et calculées, suivant les règles en applications :

I- 4-1- Caractéristiques mécanique du béton :**I- 4-1-1- Résistance du béton a la compression :**

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours celle – ci notée f_{c28}

On peut admettre en premier approximation que pour $j \leq [4]$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ M Pa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ M Pa}$$

I- 4-2- 1 Déformation longitudinale du béton :

Déformation longitudinale du béton sont des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures qu'à l'âge de « J » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton « E_{ij} » est :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad (E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPA})$$

On prend $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$$\text{Alors : } E_{ij} = 11000 \cdot (25)^{1/3} \quad \mathbf{E_{ij} = 32164.20 \text{ MPA}}$$

Le module de déformation longitudinale déferée du béton « E_{vj} » qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) est donnée par la formule:

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} = 1/3 E_{ij} \quad (\text{l'unité est MPA})$$

Soit :

$$\mathbf{E_{vj} = 10721.4 \text{ MPa}}$$

I- 4-2-2 Diagramme contraintes-déformations :

Le diagramme conventionnel utilisé dans les calculs relatifs à l'état limite pour le béton est appelé (parabole – rectangle) un diagramme rectangulaire il présente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement défini sur la figure suivante :

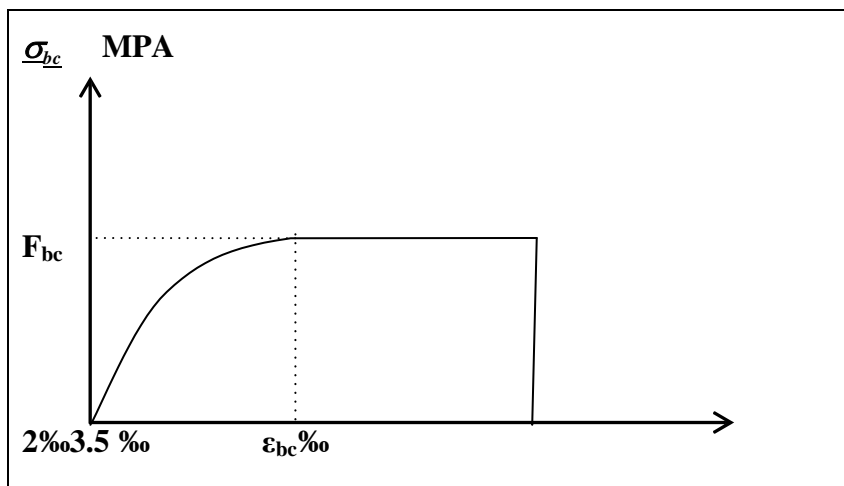


Figure -I- 2 :Diagramme contraintes-déformations

I- 4-2-3 Diagramme Contrainte- déformation du béton :

1: zone élastique

2 : zone plastique

γ : Le coefficient de sécurité

θ : coefficient dépendant de la durée d'application de la charge .

Avec :

γ : 1.5 cas durable

γ : 1.15 cas accidentelles

θ : 1 si la durée > 2h

θ : 0.9 si 24h > la durée > 1h

θ : 0.85 si la durée < 1h

*La somme de la parabole est défini par :

$$F_{bc} = 0.85 F_{cj} / \theta \gamma$$

Avec :

$\theta = 1$ pour une durée d'application de combinaison d'action supérieur a 24 heures

γ : cas courant $\sigma = 14.2$ Mpa

γ : 1.15 cas accidentel $\sigma = 18.48$ Mpa

A l'état limite de service σ_{bc} représente la limite déformation de fissure

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} \sigma_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

I- 5- les aciers :

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

Les barres à hautes adhérence (Fe E 400) dans la limite élastique Fe E = 400 MPa

$$\diamond \text{ E .L.U : } \quad \varepsilon = f_e / \gamma_s$$

Avec :

$\gamma_s = 1$ cas accidentel

$\gamma_s = 1.15$ cas courant

Donc :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = 380 \text{ MPa cas courant}$$

Les ronds lisses de nuance (fe E 235) ayant pour limite élastique $f_e = 235 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 235 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 204 \text{ MPa cas courant}$$

❖ **E-L-S :**

- Fissuration non préjudiciable : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ « pas de vérification de l'ouverture des fissures ».

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\{2/3 f_e ; 150\mu\}$

- Fissuration très préjudiciable: $\sigma_s = \min\{2/3 f_e ; 110\mu\}$

« η » : Coefficient de fissuration

$$\mu = 1.6 \dots \dots \dots \text{HA}$$

$$\mu = 1 \dots \dots \dots \text{RL}$$

I- 5-1- Armatures utilisées :

Les allongements limite des contraintes de rupture sont donnés dans le tableau ci à près :

Acier	Nuance	Fe	Contrainte de rupture	Allongement relatif de rupture
Acierlisse	Fe E 235	235	410 - 490	25 %
Acier haute adherence	Fe E 400	400	480	14 %

Les expériences ont montré que le module d'élasticité des différentes nuances ne varie que très peu : $1.9 \times 10^5 \leq E_s \leq 2.1 \times 10^5$

I- 5-2 Diagramme des contraintes- déformation des aciers :

Le diagramme ($\sigma_s - \epsilon_s$) de calcul par les règles [3]

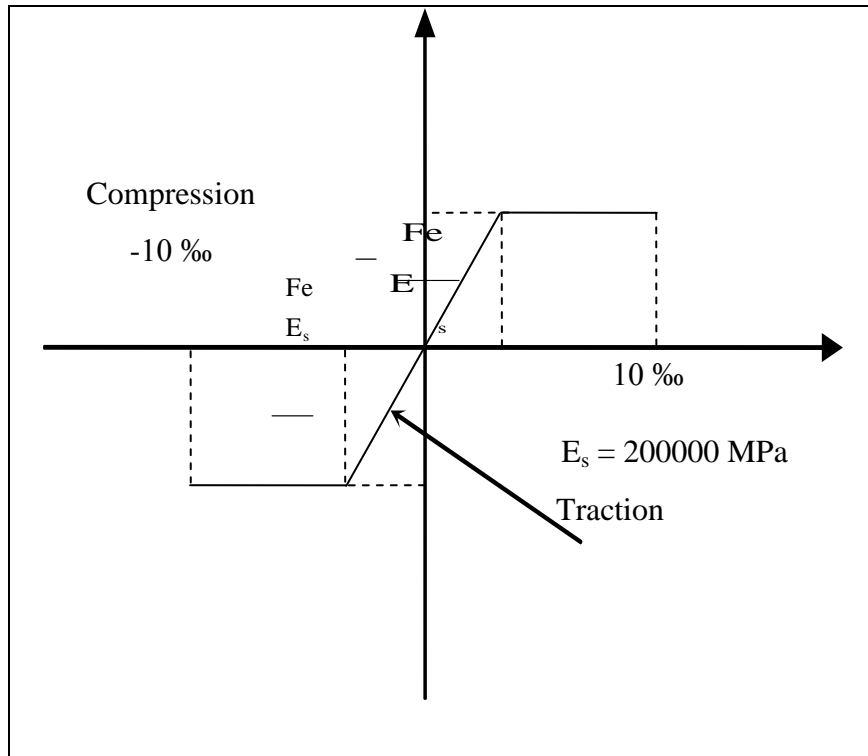


Figure -I- 3 : Diagramme des contraintes- déformation des aciers

I- 5-3- Coefficient de poisson :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

(Module de cisaillement)

Ou ν est le coefficient de poisson

$$\nu = \Delta t \% / \Delta l \%$$

Δt : Déformation relative transversale

Δl : Déformation relative longitudinale

$\nu = 0.2$ pour les justifications aux états limites de service (béton non fissuré)

$\nu = 0$ dans le cas des états limites (béton fissuré)

CHPITRE II :

Pré dimensionnement des
Eléments

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par les lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Pour ce faire nous commençons le pré dimensionnement des éléments structuraux.

II -2- Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont Pré dimensionnées d'après le règlement B.A.E.L 91 et les prescriptions proposées par le R.P.A 99version 2003.

Le pré dimensionnement des poutres est en fonction de leurs portées qui est donnée comme suit :

A-1- Les poutres principales :

➤ $L_{max} / 15 \leq h \leq L_{max} / 10$

$L_{max} = 420 \text{ cm}$ $\left\{ \begin{array}{l} L_{max} : \text{Longeur maximal de la poutr} \\ h : \text{Hauteur delapoutre} \\ b : \text{Largeur de lapoutre} \end{array} \right.$

$L_{max} = 420 - 35 = 385 \text{ cm}$

$385 / 15 \leq h \leq 385 / 10$

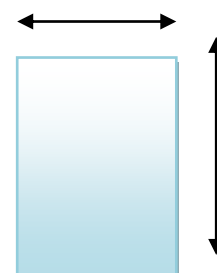
$26\text{cm} \leq h \leq 39\text{cm} \dots \dots \dots \text{On prend } h = 35 \text{ cm}$

➤ $0.3h \leq b \leq 0.5 h$

$10.5\text{cm} \leq b \leq 17.5\text{cm} \dots \dots \dots \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$

La section des poutres principales est : $h \times b = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

35cm



A-2- les exigences du R.P.A 99 version 2003 :

- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{OK}$
- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30\text{Cm} \dots\dots\dots \text{OK}$
- $h/b \leq 4 \rightarrow 35/30 \leq 4 \rightarrow 1.166 < 4 \dots\dots\dots \text{OK}$

Donc la section des poutres principales est : **$h \times b = (35 \times 30) \text{ cm}^2$**

B-1- Les poutres secondaires :

- $L_{\text{max}} / 15 \leq h \leq L_{\text{max}} / 10$

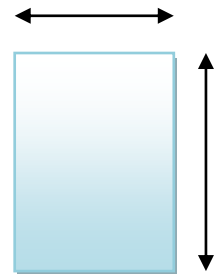
$L_{\text{max}} = 385\text{cm}$ **30cm**

- $385 / 15 \leq h \leq 385 / 10$

$26\text{cm} \leq h \leq 39\text{cm} \dots\dots\dots$ **On prend $h = 35\text{cm}$**

- $0.3 h \leq b \leq 0.5 h$

$10.5\text{cm} \leq b \leq 17.5\text{cm} \dots\dots\dots$ **On prend $b = 30 \text{ cm}$**



B-2- les exigences du R.P.A 99 version 2003 :

- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{OK}$
- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30\text{Cm} \dots\dots\dots \text{OK}$
- $h/b \leq 4 \rightarrow 35/30 \leq 4 \square 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{OK}$

Donc la section des poutres secondaires est : **$h \times b = (35 \times 30) \text{ cm}^2$**

II -3- Pré dimensionnement des poteaux :

Ils sont dimensionnées par :

- la condition de nonflambement
- les conditions de l'R.P.A
- la descente des charges.

Poteaux de Sous Sol +RDC jusqu'au 6ème étage :

Choisissons un poteau **(40*40)cm**

- **La condition de non flambement :**

$$\lambda = L_f / b_1 \leq 14.4$$

$$L_f: \text{hauteur de flambement} : L_f = 0.7 L_0$$

λ : élancement

L_0 : hauteur de poteau entre niveau (d'étage)

b_1 : la plus petite dimension de la poutre

$$L_0 = 306 - 35 = 271 \text{ cm (RDC -E .C)}$$

$$L_f = 0.7 * 271 = 189.7 \text{ cm}$$

$$\lambda = 189.7 / 30 = 6.32 \leq 14.4$$

$$271 / 30 = 9.03 \leq 14.4 \quad \text{Vérifier}$$

II -4- Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de conforme comme l'isolation phonique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on a utilisé deux types de plancher :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher dalle pleine pour les balcons.

• **Plancher à corps creux :**

Ils sont dimensionnés à partir de la condition de limitation de la flèche

• **Epaisseur du plancher :**

D'après (3) suivant (Art B6.8.424)

$$h_t / L \geq 1/22.5 \quad \rightarrow \quad h_t \geq L/22.5 \quad \rightarrow \quad h_t \geq 420/22.5$$

$$h_t = 18.6 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur de $h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$ pour tous les planchers.

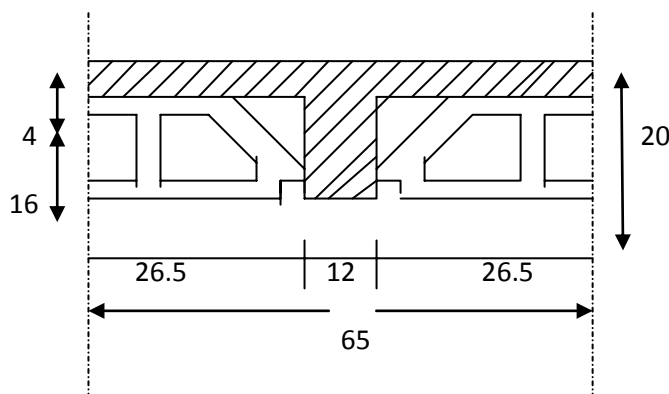


Figure -II-1 : coupe transversale (section en T)

• **La largeur des poutrelles :**

$$0,3 h \leq b_0 \leq 0,4 h \quad \Rightarrow \quad 0,3 * 20 \leq b_0 \leq 0,4 * 20$$

$$6 \leq b_0 \leq 8$$

On adopte : $b_0 = 12 \text{ cm}$

20 : épaisseur de corps creux

4 : épaisseur de la dalle compression

- **Longueur des débords :**

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

$$b_1 = \min \{ (b - b_0) / 2, l_x / 10 \} = \{ (65 - 12) / 2, 420 / 10 \}$$

On adopte : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

II -5- Plancher dalle pleine “Balcons” :

Ce type de plancher va être utilisé pour les balcons,

$$L/45 \leq h_0 \leq L/40$$

La portée maximal des travées $L_{\max} = 4.20\text{m}$

$$420/45 \leq h_0 \leq 420/40 \rightarrow 9.33 \leq h_0 \leq 10.5 \text{ cm}$$

On adopte : $h_0 = 20\text{cm}$ → pour la sécurité.

II -6- Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Il sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontales.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à « Art 7.7.1 du RPA99 version 2003 »

➤ **L'épaisseur « e » :**

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

$$h_{e_{\max}} = 3.06\text{m (RDC et 1ere Etage jusqu'ou 6 eme Etage)}$$

$$h = 4.30 \text{ m (sous sole)}$$

➤ **Voiles à abouts libres :**

$$\left. \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq h_e / 20 \rightarrow e \geq 306 / 20 \text{ on prend } e = 20 \text{ cm} \\ e \geq 15.3 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$L = 4 \cdot e$

➤ **Pour les voiles avec un seul about sur un poteau :**

$$\left. \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq h_e / 22 \rightarrow e \geq 306 / 22 \text{ on prend } e = 20 \text{ cm} \\ e \geq 13.90 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$L = 4 \cdot e$

➤ **Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux :**

$$\left. \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq h_e / 25 \rightarrow e \geq 306 / 25 \text{ on prend } e = 20 \text{ cm} \\ e \geq 12.24 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$L = 4 \cdot e$

II -7- Pré dimensionnement des Escaliers:

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

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

- Rapidité d'exécution.

- Utilisation immédiate de l'escalier.

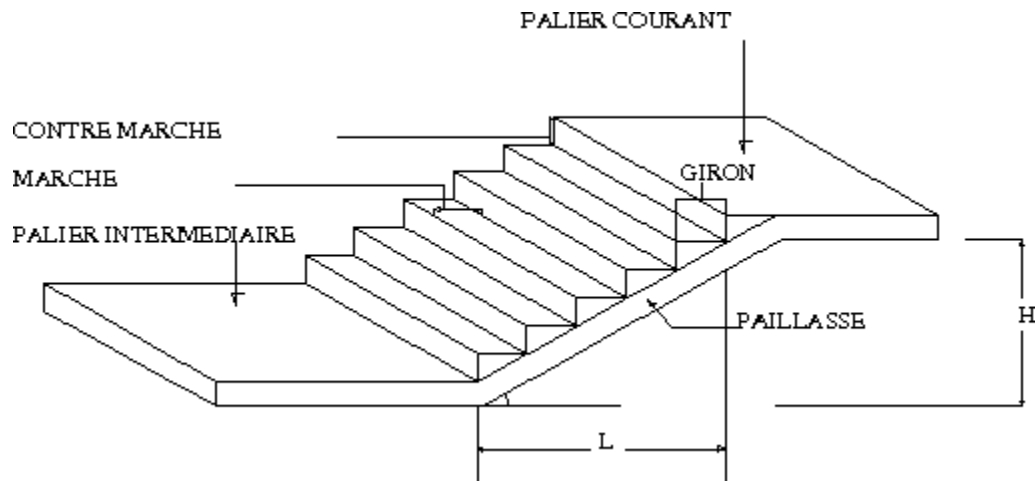


Figure -II-2 :Les escaliers

❖ **Caractéristiques techniques :**

Pour étage courant et RDC:

Hauteur : $H=3,06\text{m}$. Giron : $g=30\text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

$$59 < 2h + g < 66 \rightarrow 14,5 < h < 18.$$

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

$$2h + g = 2 \cdot 17 + 30 = 64\text{m} = 0.64\text{m}$$

Pour: $h=17\text{ cm}$; $N_c = H/h = 306/17 = 18\text{cm}$ on prend **18 marche**

On aura 18 contre marche entre chaque étage 9 contre marche

$n=H/h= 306/17= 18$ marche

➤ **Inclinaison de la pailleasse:**

$Tg\alpha = H' / L' 3.06m$

$H'=H/2= 3.06/2 \rightarrow H'=1.53m$

$L' = (n-1) \times 2.40m$

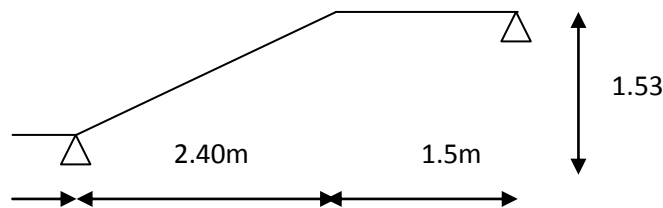
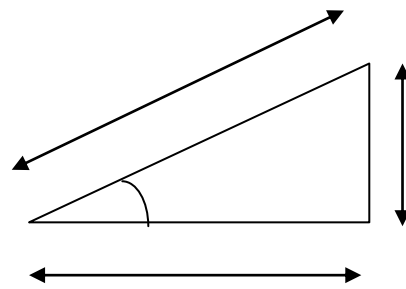
$L' = (9-1) \times 30 \rightarrow L' = 2.40m$

$Tg\alpha=1.53/5.10 \rightarrow \alpha= 30^\circ$.

La longueur de volée est : $L=1.53/\sin\alpha \rightarrow L=3.06m$

L'épaisseur de la pailleasse est: $L/30 < e < L/20 \rightarrow 3.06/30 < e < 3.06/20$

$\rightarrow e = 15cm$



CHAPITRE III :

Evaluation et Descente des
Charges

EVALUATION ET DECENTE DES CHARGES

III.1. INTRODUCTION :

Elles correspondent au poids propre des matériaux utilisés dans la réalisation du bâtiment, à savoir les éléments de structure, d'enveloppe et d'équipement.

Leur détermination est simple : elle résulte de la connaissance de l'avant métré des éléments de construction mis en œuvre et du poids volumique de chacun des matériaux employés.

➤ **Les charges réglementaires:**

-Les charges permanentes qui représentent le poids mort.

-Les charges d'exploitation ou surcharges.

➤ **Les charges permanentes:**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R (B.C.22) des charges permanentes et charges d'exploitations

➤ **Les charges d'exploitation:**

Tous les bâtiments entrent dans une catégorie réglementaire et doivent être capables de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation « normale ». On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est a priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

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

III-2-EVALUATION DES CHARGES:

G : charges permanentes

Q :charges d'exploitations

2-2- Plancher étagescourants

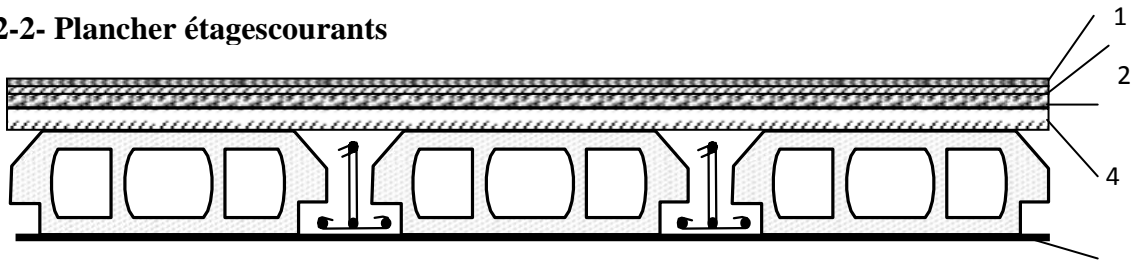


Figure III-2 :Plancher étages courants

Plancherétages courants				
Chargement	1	Carrelage (2cm)	0.44	KN/m ²
	2	Mortier de pose (3cm)	0.60	KN/m ²
	3	Plancher à corps creux (16+4) cm	2.80	KN/m ²
	4	Enduit en plâtre (2cm)	0.20	KN/m ²
	5	Cloison (mur de séparation)	0.75	KN/m ²
Charge permanentetotale			G=4.79	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=1.50	KN/m ²

Tableau -III-1 : Plancher étages courants

3 - Les murs extérieurs : « Cloison double »

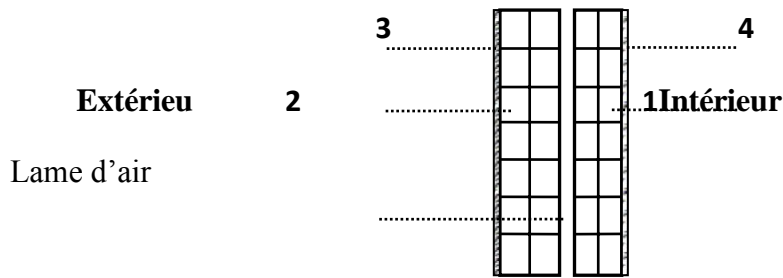


Figure III-3 :Remplissage extérieur

Remplissage extérieur				
Chargement	1	Briquecreuse ($e = 10\text{ cm}$)	1.40	KN/m ²
	2	Briquecreuse ($e = 15\text{ cm}$)	2.10	KN/m ²
	3	Enduit extérieur en ciment ($e = 2\text{ cm}$)	0.36	KN/m ²
	4	Enduit intérieur en plâtre ($e = 2\text{ cm}$)	0.20	KN/m ²
Charge permanentetotale			G=4.06	KN/m ²

Tableau -III-2 : Remplissage extérieur

On doit réduire le poids des murs de 25% due aux ouvertures donc $G=0.75 \times 4.06=3.04\text{KN/m}^2$.

4-Garde corps des balcons:

Garde corps				
Chargement	1	Enduit extérieur en ciment ($e= 2\text{ cm}$)	0.36	KN/m ²
	2	Briquecreuse ($e = 10\text{ cm}$)	1.40	KN/m ²
	3	Enduit intérieur en plâtre ($e= 2\text{ cm}$)	0.36	KN/m ²
Charge permanentetotale			G=2.12	KN/m ²

5- LES BALCONS :

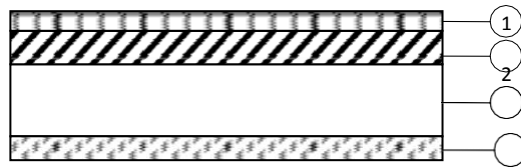


Figure -III-4 : LES BALCONS

Balcon				
Chargement	1	Carrelage (2cm)	0.44	KN/m ²
	2	Mortier de pose (3cm)	0.60	KN/m ²
	3	Dalle pleine en béton armé (15cm)	3.75	KN/m ²
	4	Enduit de ciment (2cm)	0.36	KN/m ²
Charge permanentetotale			G=5.15	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=3.50	KN/m ²

Tableau -III-3 : LES Balcons

6-LES ESCALIERS :

6-1- La paillasse:

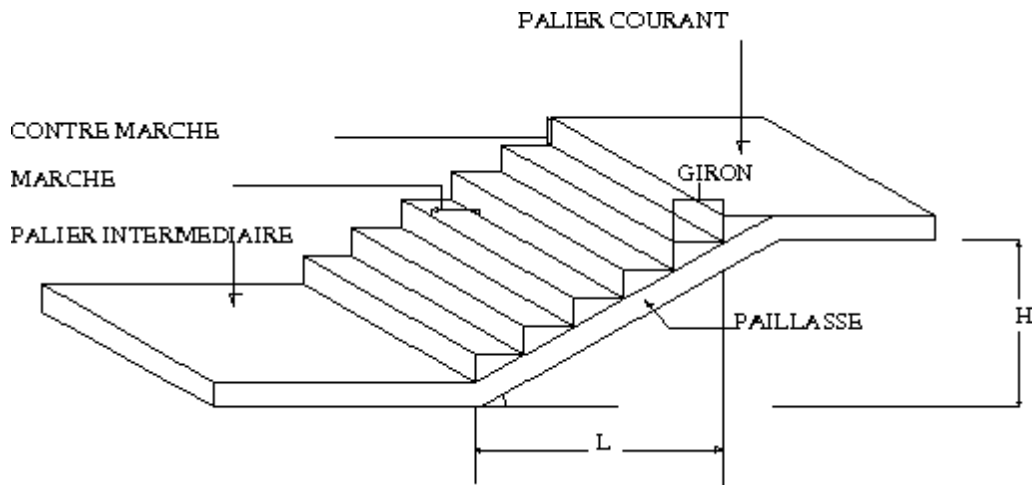


Figure -III-5 : LES ESCALIERS

Escalier				
Chargement	1	Revêtement en carrelage (2cm)	0.44	KN/m ²
	2	Mortier de pose (2cm)	0.40	KN/m ²
	3	Poids propre de marche (17/2)	1.87	KN/m ²
	4	Poids de paillasse ($e/\cos\alpha=0.16$)	4.00	KN/m ²
	5	Enduit de ciment (2cm)	0.36	KN/m ²
	6	Garde corps métallique	0.40	KN/m ²
Charge permanentetotale			G=7.47	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=2.5	KN/m ²

Tableau -III-4 : LES Escalier

6-2- Palier de repos :

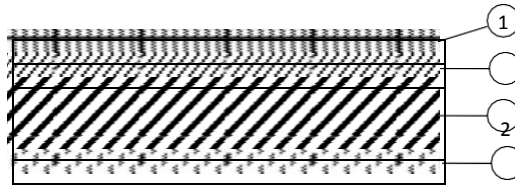


Figure -III-6 :Palier de repos

Palier de repos				
Chargement	1	Carrelage (2cm)	0.44	KN/m ²
	2	Mortier de pose (2cm)	0.40	KN/m ²
	3	Poids propre de palier (15cm)	3.75	KN/m ²
	4	Enduit de ciment (2cm)	0.36	KN/m ²
Charge permanentetotale			G=4.95	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=2.5	KN/m ²

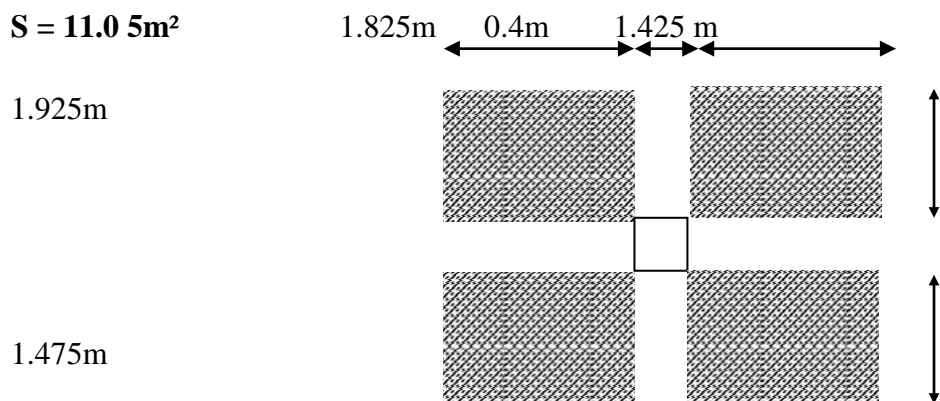
Tableau -III-5 :Palier de repos

III-3-DECENT DES CHARGES:

Niveau	Dégression	Q cumulée (KN/m ²)
Sous la terrasse	Q_0	1
Sous le 7 ^{ème} étage	Q_0+Q_1	2.5
Sous le 6 ^{ème} étage	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$	3.85
Sous le 5 ^{ème} étage	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
Sous le 4 ^{ème} étage	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4)$	6.10
Sous le 3 ^{ème} étage	$Q_0+0.80(Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)$	7
Sous le 2 ^{ème} étage	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+Q_6)$	7.75
Sous le 1 ^{ème} étage	$Q_0+0.71(Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+Q_7)$	8.45

2-1-Poteau Centrale type-1- (B4)

S = 11.0 5m²



Niveau	Section	Elément	ΣG	$\Sigma Q(T)$
--------	---------	---------	------------	---------------

			(T))
7 ^{eme} étage	N ₁	-Plancher Terrasse:0.539×11.05.....=5.956 -Poutres Principales: (0.30×0.35)×3.4×2.5.....=0.8925 -Poutres Secondaires: (0.30×0.35)×3.25×2.5.....=0.8931	7.696	1
	N ₂	-Venant de N1 : 7.696 -Poteau:(0.4×0.4)×3.06×2.5.....=1.224	8.92	
6 ^{eme} étage	N ₃	-Venant de N2..... 8.92 -Plancher étage:0.434×11.05.....4,7957 -PoutresPrincipales.....0.8925 -PoutresSecondaires.....0.8931	14,7813	2.5
	N ₄	- VenantdeN3..... 14,7813 -Poteau..... 1.224	17.662	
5 ^{eme} étage	N ₅	- VenantdeN4..... .17.662 -Plancher étage.....5.058 -PoutresPrincipales.....1.11 -PoutresSecondaires.....0.827	24.657	3.85
	N ₆	- VenantdeN5..... ...24.657 -Poteau..... 1.224	25.881	

CHAPITRE III EVALUATION ET DECENTE DES CHARGES

4^{eme} étage	<i>N₇</i>	- VenantdeN6..... .25.881 -Plancher étage.....5.058 -PoutresPrincipales.....1.11 -PoutresSecondaires.....0.827	32.876	5.05	
	<i>N₈</i>	- VenantdeN7..... 32.876 -Poteau.....1.224	34.10		
	<i>N₉</i>	- VenantdeN8.....34.10 -Plancher étage.....5.058 -PoutresPrincipales.....1.11 -PoutresSecondaires.....0.827	41.095		6.10
	<i>N₁₀</i>	- VenantdeN9..... .41.095 -Poteau.....1.224	42.319		
2^{eme} étage	<i>N₁₁</i>	- VenantdeN10..... ...42.319 -Plancher étage.....5.058 -PoutresPrincipales.....1.11- PoutresSecondaires.....0.827	49.314	7	
	<i>N₁₂</i>	- VenantdeN11.....49.314	50.534		

		-Poteau.....1.224		
1^{eme} étage	N13	-		
		VenantdeN12.....	57.529	
		...50.534		
		-Plancher étage.....5.058		7.75
		-PoutresPrincipales.....1.11		
		-PoutresSecondaires.....0.827		
	N14	-		
VenantdeN13.....		58.753		
...57.529				
		-Poteau.....1.224		
RDC	N15	-		
		VenantdeN14.....		
		...58.753	65.748	
		-Plancher étage.....5.058		
		-PoutresPrincipales.....1.11		8.45
		-PoutresSecondaire.....0.827		
	N16	-		
VenantdeN15.....				
...65.748		67,468		
		-Poteau:(0.4×0.4)×4.3×2.5.....1,72		

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 67,468) + (1.5 \times 8.4)$$

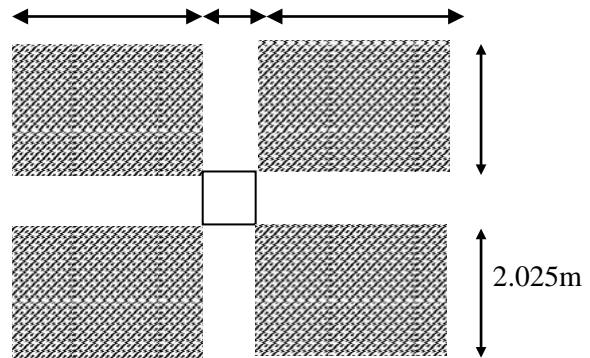
$$5) N_u = 91,0818 + 12.675 = 103,7568t$$

$$N_{u(B.4)} = 103,7568t$$

2-2-Poteau Centrale type-1- (D4) 1.80m 0.4 1.4m

S= 11.12m²

1.45m



Niveau	Section	Elément	Σ G (T)	ΣQ(T)
6 ^{eme} étage	N ₁	-Plancher Terrasse:0.539×11.12.....=5.993 -Poutres Principales: (0.30×0.35)×3.4×2 ,5.....=1,240 -Poutres Secondaires: (0.30×0.35)×3.2×2.5..=0.84	8,073	1
	N ₂	-Venant de N1:..... 8,073 -Poteau:(0.4×0.4)×3.06×2.5..... 1.224	9,297	
5 ^{eme} étage	N ₃	-Venant de N2:..... 9,297 -Plancher étage:0.434×11.12.....4,82608 -PoutresPrincipales.....1,240 -PoutresSecondaires.....0.84	16,163	2.5
	N ₄	- VenantdeN3..... ...16,163 -Poteau.....1.224	17,387	
4 ^{eme}	N ₅	- VenantdeN4.....17,387 -Plancher étage.....4,82608	24,16308	

CHAPITRE III EVALUATION ET DECENTE DES CHARGES

étage		-PoutresPrincipales.....1.11 -PoutresSecondaires.....0.84		3.85
	<i>N₆</i>	- VenantdeN5.....2 4,16308 -Poteau.....1.224	25,38708	
3^{eme} étage	<i>N₇</i>	- VenantdeN6.....25, 38708 -Plancher étage.....4,82608 -PoutresPrincipals.....1,240 -PoutresSecondaires.....0.84	32,29316	5.05
	<i>N₈</i>	-VenantdeN..... 32,29316 -Poteau.....1.224	33,5171	
2^{eme} étage	<i>N₉</i>	- VenantdeN8.....33,517 -Plancher étage.....4,82608 -PoutresPrincipales.....1,240 -PoutresSecondaires.....0.84	40,4232	6.10
	<i>N₁₀</i>	- VenantdeN9.....4 0,42324 -Poteau.....1.224	42,8710	

1^{eme} étage	N11	- VenantdeN10.....4 2,87108 -Plancher étage.....4,82608 -PoutresPrincipales.....1,240 -PoutresSecondaires.....0.84	49,7771	7
	N12	- VenantdeN11..... ...49,7771 -Poteau.....1.224	51,0011	
RDC	N13	- VenantdeN12..... ...51,0011 -Plancher étage4,8260 -PoutresPrincipales1,240 -PoutresSecondaire.....0.84	57,9071	7.75
	N14	- VenantdeN13..... ...57,9071 -Poteau.....1.224	59,1311	
SOUS SOLS	N15	- VenantdeN14..... .59,1311 -Plancher étage.....5.058 -PoutresPrincipals.....1,240 -PoutresSecondaires.....0.84	66,2691	8.45
	N16	- VenantdeN15..... 66,2691	67,9891	

		-Poteau:(0.4×0.4)×4.3×2.5.....=1,72	
--	--	-------------------------------------	--

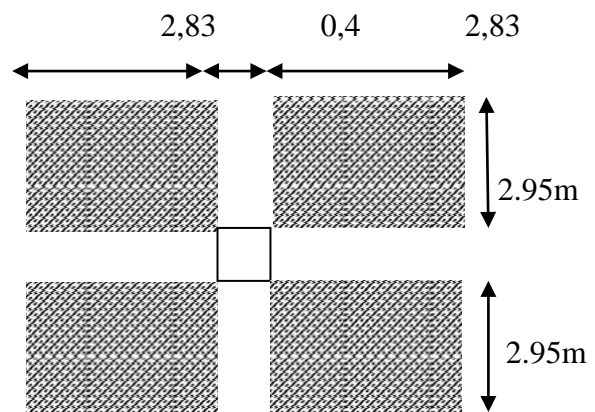
$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 67,9891) + (1.5 \times 8.$$

$$45) N_u = 91,7852 + 12.675 = 104,4602t$$

$$N_{u(D.4)} = 104,4602 \text{ t}$$

2-3-Poteau Centrale type-1- (C4)

$$S = 33.39m^2$$



Niveau	Section	Elément	$\Sigma G (T)$	$\Sigma Q(T)$
	N_I	-Plancher Terrasse: $0.539 \times 33.39 \dots = 17.99$	21,04	
		-Poutres Principales: $(0.30 \times 0.35) \times 5.9 \times 2,5 \dots = 1,55$		

6 ^{eme} étage		-Poutres Secondaires: $(0.30 \times 0.35) \times 5.66 \times 2.5 = 1.50$		1
	N_2	-Venant de N1:..... 21,04 -Poteau: $(0.4 \times 0.4) \times 3.06 \times 2.5$ 1.224	22,26	
5 ^{eme} étage	N_3	-Venant de N2:..... 22,26 -Plancher étage: 0.434×33.39 14,49 -Poutres Principales..... 1,55 -Poutres Secondaires..... 1,50	39,80	2.5
	N_4	- Venant de N3..... 39,80 -Poteau..... 1.224	41,03	
4 ^{eme} étage	N_5	- Venant de N4..... 41,03 -Plancher étage..... 14,49 -Poutres Principales..... 1.55 -Poutres Secondaires..... 1.50	58,57	3.85
	N_6	- Venant de N5..... 58,57 -Poteau..... 1.224	59,79	
3 ^{eme} étage	N_7	- Venant de N6..... 59,79 -Plancher étage..... 14,49	77,33	5.05

CHAPITRE III EVALUATION ET DECENTE DES CHARGES

		-PoutresPrincipals.....1,55 -PoutresSecondaires.....1.50		
	<i>N₈</i>	- VenantdeN..... . 77,33 -Poteau.....1.224	78,56	
2^{eme} étage	<i>N₉</i>	- VenantdeN8.....77,56 -Plancher étage..... 14,49 -PoutresPrincipales.....1,55 -PoutresSecondaires.....1.50	96,1	6.10
	<i>N₁₀</i>	- VenantdeN9..... ...96,1 -Poteau.....1.224	97,32	
1^{eme} étage	<i>N₁₁</i>	- VenantdeN10..... ..97,32 -Plancher étage..... 14,49 -PoutresPrincipales.....1,55 -PoutresSecondaires.....1.50	114,86	7
	<i>N₁₂</i>	- VenantdeN11.....114,86 -Poteau.....1.224	116,08	

RDC	N13	- VenantdeN12.....116,08 -Plancher étage14,49 -PoutresPrincipales1,55 -PoutresSecondaire.....1.50	133,62	7.75
	N14	- VenantdeN13.....133,62 -Poteau.....1.224	134,85	
SOUS SOLS	N15	- VenantdeN14.....134,85 -Plancher étage.....14.49 -PoutresPrincipale.....1,55 -PoutresSecondaires.....1.50	152,39	8.45
	N16	- VenantdeN15.....152,39 -Poteau:(0.4×0.4)×4.3×2.5.....=1,72	154,11	

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 154,11) + (1.5 \times 8.4)$$

$$5) N_u = 207,9 + 12.67 = 220,57t$$

$$N_{u(C.4)}=220,57t$$

Conclusion :

Après avoir terminé le calcul structural par logiciel ROBOT :

On constate que le résultat e notre calcul analytique est lemême que celuide (ROBOT) est aussi le poteau le plus charge est le même.

2-3-1-Vérification de la section du poteau (C4):

-Poteau(40×40) :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 220.57t$$

$$B = 40 \times 40 = 900 \text{ cm}^2$$

-Moment d'inertie : $I = bh^3 / 12 = 40^4 / 12 = 21,3 \times 10^4 \text{ cm}^4$

-Le rayon : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{21,3 \times 10^4}{40 \times 40}} = \sqrt{133,33} = 11,54 \text{ m} = 1154 \text{ cm}$

-Longueur de flambement: $L_f = 0,7l_0 = 0,7(4,30 - 0,4) = 1,20 \text{ m} = 120 \text{ cm}$

L'élancement de poteau: $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{120}{11,54} = 10,40$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left(1 + 0,2 \times \frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,76$$

La surface réduite: $B_r = 38 \times 38 = 1444 \text{ cm}^2$

$$\left. \begin{aligned} -A_{\min} > A_{\max} 0,2\% bh &= 3,2 \text{ cm}^2 \\ 40(2Lb+h) \% &= 5,97 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$N_u \left\langle \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{1,35} + A \frac{f_c}{\delta_s} \right) \right\rangle = N_u = \left\langle 0,76 \left(\frac{1444 \times 2,5}{1,35} + 5,97 \times \frac{400}{1,15} \right) \right\rangle = 370,54t$$

220,57t < 370,54t..... Vérifier

Conclusion :

les Poteaux (40×40) Vérifier les condition de flambement.

CHPITRE IV :

Les éléments Secondaires

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV-1-CALCUL DE L'ESCALIER :

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

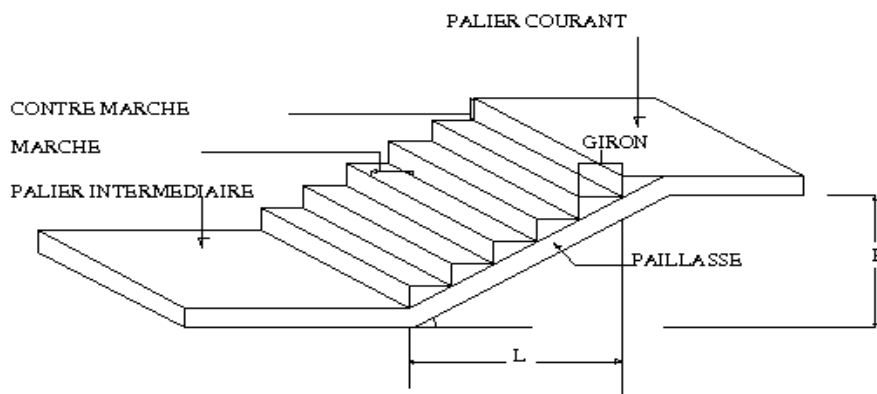


Figure –IV-1- Les escaliers

Notations utilisées :

G : giron,

h : hauteur de la contre marche,

ep : épaisseur de la paillasse,

H : hauteur de la volée,

L : longueur de la volée projetée,

-1-2- Pré dimensionnement

Il comporte 03 volées identiques et 02 paliers intermédiaires.

Calcul du nombre de marches (n-1) pour chaque volée :

$$n \cdot h = H \quad (n - 1) G = L \quad 2h + G = 64$$

$$-64 h^2 + (2h + L + 64).n + 2H = 0$$

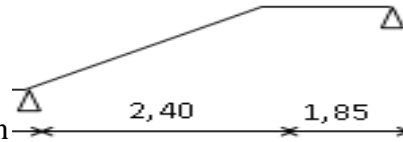
Avec :

$$H = 1,53 \text{ m}$$

$$L = 2,4 \text{ m}$$

Après résolution de l'équation du deuxième ordre, on obtient $n = 9$

D'où le nombre de marches $(n-1) = 8$ marches.



-Calcul de la hauteur de la contre marche et le giron

$$h = H / n = 153 / 9 = 17 \text{ cm}$$

$$G = L / (n-1) = 240 / 8 = 30 \text{ cm}$$

-Vérification de la relation de **BLONDEL**

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

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{La relation est vérifiée.}$$

***Longueur de la pailasse:**

$$L' = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.85 \text{ m}$$

$$\text{AN : } L' = 2.40 \text{ m}$$

***Inclinaison de la pailasse :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{306/2}{240} = 0.637 \quad \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$L = \frac{L'}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.52^\circ} \quad \text{AN : } L = 2.85 \text{ m}$$

***Epaisseur de la pailasse :**

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

$$L = \left(\left(\frac{H}{2} \right)^2 + L'^2 \right)^{1/2} = \left(\left(\frac{306}{2} \right)^2 + (240)^2 \right)^{1/2}$$

$$\text{AN : } L = 285.63 \text{ cm}$$

$$\frac{285.63}{30} \leq e \leq \frac{285.63}{20} \quad \square \quad 9.52 \text{ cm} \leq e \leq 14.28 \text{ cm}$$

On prend : e=14cm

1-3- Evaluation des charges : Pour une bonde de 1m de largeur

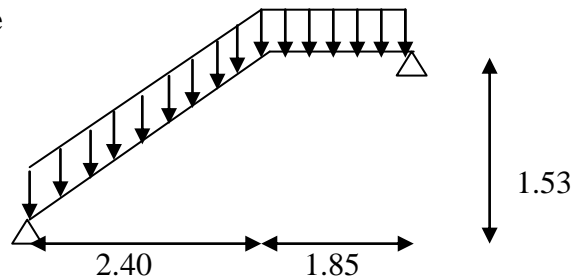
➤ **Paillasse :** $G=7.47\text{KN/ml}$

$$Q=2.5\text{KN/ml}$$

➤ **Palier de repos :** $G=4.70\text{KN}$

$$Q=2.5\text{KN/ml}$$

Schéma statique



1-4- Calcul des sollicitations :

a/ Combinaison de charge : Pour une bonde de 1m de largeur.

Paillasse :

$$\text{E.L.U} : Q_u = 1.35G_p + 1.5Q = 1.35(7.47) + 1.5(2.5) = 13.83\text{KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : Q_s = G_p + Q = 7.47 + 2.5 = 9.97\text{KN/ml}$$

➤ **Palier de repos :**

$$\text{E.L.U} : Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(4.70) + 1.5(2.5) = 10.09\text{KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : Q_s = G + Q = 4.70 + 2.5 = 7.20\text{ KN/ml}$$

Donc la charge équivalente est déterminée comme suit :

$$\text{E.L.U} : Q_{u\text{ éq}} = \frac{\sum Q_{ui} L_i}{\sum L_i} = \frac{(13.83 \times 2.40) + (10.09 \times 1.85)}{(2.40 + 1.85)} = 12.20\text{KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : Q_{s\text{ éq}} = \frac{\sum Q_{si} L_i}{\sum L_i} = \frac{(9.97 \times 2.40) + (7.20 \times 1.85)}{(2.4 + 1.85)} = 8.76\text{KN/ml}$$

1-5-Calcul des moments :

$$M_0 = \frac{Q_{u\acute{e}q} \times L^2}{8} = \frac{12.20 \times (4.25)^2}{8}$$

AN : $M_0 = 27.54 \text{KN.m}$

Pour le calcul de M_0 , l'escalier est supposé comme étant une poutre isostatique simplement appuyée aux extrémités.

Pour tenir compte de l'encastrement de l'ensemble on doit multiplier le moment isostatique maximal par « 0.85 » est la valeur de travée sera considérée comme étant le moment en travée. Les moments sur appuis sont déterminés par la multiplier par « 0.2 », on applique la méthode de forfaitaire.

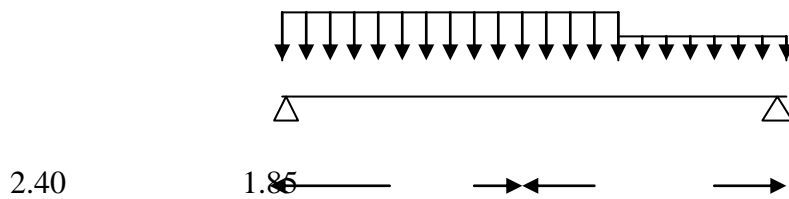
$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 27.54$$

AN : $M_t = 20.40 \text{KN.m}$

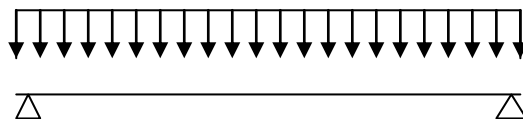
$$M_a = -0.2M_0 = -0.2 \times 27.54$$

AN : $M_a = -5.5 \text{KN.m}$

$$Q_{u\ p} = 13.83 \text{KN/ml} \quad Q_u = 10.09 \text{KN/ml}$$

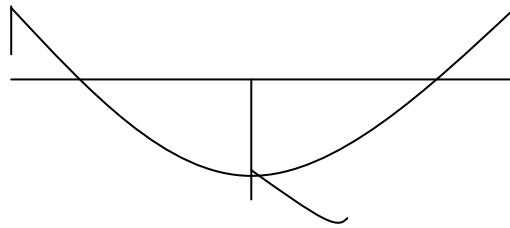


$$Q_{u\ \acute{e}q} = 12.20 \text{KN/ml}$$



*Diagramme de moment fléchissant :

0.2M_o 0.2M_o



0.85M_o

2- Ferrailage :

2.5.1/ L'E.L.U : Notre poutre est soumise à un moment fléchissant → Flexion simple.

a/ En travée : M_u=20.40KN.m

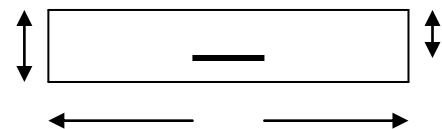
Les données :

Matériaux : Béton : f_{c28}=25MPA.

Acier : FeE400 . h As d

Coffrage : b=100cm, h=14cm, d=12cm, b

C=C'=2cm.



Sollicitation : M_u=20.40KN.m

Etapas de calcul :

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.40 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.16} = 0.1$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_u \leq 0.186 \rightarrow \text{oui} \\ \mu_u \leq 0.104 \rightarrow \text{oui} \end{array} \right\}$$

$\mu_u \leq 0.104 \rightarrow \text{oui}$

Pivot A section simple armature.

Lire de tableau $\alpha_u, \beta_u: \alpha_u=0.1236$

$\beta_u=0.951$

$Z_u = \beta_u \times d = 0.951 \times 12$

AN : $Z_u = 11.41 \text{cm}$

***Armature principale:**

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z_u \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.40 \times 10^3}{11.41 \times 348}$$

AN : $A_{st} = 5.14 \text{ cm}^2$

***Condition de non-fragilité:**

$$A_{st_{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 10 \times 2.1}{400}$$

AN : $A_{st_{min}} = 1.45 \text{ cm}^2$

$A_{st_c} > A_{st_{min}} \rightarrow A_{st_f} = A_{st_c} = 5.14 \text{ cm}^2$

Donc On adopte : 5HA12 = 5.65 cm²

***Ecartement des armatures de résistance :**

$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(42, 33) \text{ cm}$ **On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$**

***Armature de répartition:**

$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.14}{4} \rightarrow A_r = 1.28$ **On adopte 5HA10 = 3.93 cm²**

***Ecartement des armatures de répartition :**

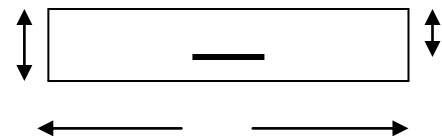
$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) \square S_t \leq \min(56, 45) \text{ cm}$ **On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$**

2-b- En appui : $M_{au} = 5.50 \text{ KN.m}$

Les données :

Matériaux : Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

Acier : FeE400. h As d



Coffrage : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 14 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$, b

$C = C' = 2 \text{ cm}$.

Sollicitation : $M_u = 5.50 \text{ KN.m}$

Etapes de calcul :

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.50 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.16} = 0.026 \quad \left. \begin{array}{l} \mu_u \leq 0.186 \Rightarrow \text{oui} \\ \mu_u \leq 0.104 \Rightarrow \text{oui} \end{array} \right\}$$

Pivot A section simple armature

Lire de tableau α_u, β_u :

$$\alpha_u = 0.0279 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha_u = 0.0279 \\ \beta_u = 0.989 \end{array} \right.$$

$$Z_u = \beta_u \times d = 0.989 \times 12$$

AN : $Z_u = 11.87 \text{ cm}$

***Armature principale:**

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z_u \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.50 \times 10^3}{11.87 \times 348}$$

AN : $A_{st} = 1.33 \text{ cm}^2$

***Condition de non-fragilité:**

$$A_{st_{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} \quad \text{AN : } A_{st_{min}} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{st_c} < A_{st_{min}} \square A_{st_r} = A_{st_{min}} = 1.45 \text{ cm}^2$ Donc **On adopte : 5HA10=3.93 cm²**

***Ecartement des armatures de résistance :**

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(42, 33) \text{ cm} \quad \text{On adopte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

***Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{1.45}{4} \quad \text{AN : } A_r = 0.36 \text{ cm}^2$$

On adopte = 5HA10=3.93 cm²

***Ecartement des armatures de répartition :**

$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(56, 45)\text{cm}$ On adopte : $S_t = 20\text{cm}$

				μ_u	α_u	β_u						
)									é		é
a))
e))
b))

L'E.L.S :

$Q_s \text{ paillasse} = 9.97\text{KN/ml}$

$Q_s \text{ palier} = 7.20\text{KN/ml}$

$Q_s \text{ éq} = 8.76\text{KN/ml}$

$$M_{so} = \frac{Q_{s\text{éq}} \times L^2}{8} = \frac{8.76 \times 4.25^2}{8}$$

AN : $M_{so} = 19.77\text{KN.m}$

$M_{st} = 0.85M_{so} = 0.85 \times 19.77$

AN : $M_{st} = 16.80\text{KN.m}$

$M_{sa} = -0.2M_{so} = -0.2 \times 19.77$

AN : $M_{sa} = -3.95\text{KN.m}$

***Vérification de la contrainte du béton :**

Généralement si la fissuration est considérée peu préjudiciable, on ne vérifie que la contrainte du béton :

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25$

AN : $\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = k \cdot y < \overline{\sigma}_{bc}$

$by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A_s') = 0 \rightarrow A_s' = 0$

$by^2 + 30A_s - 30(d \cdot A_s) = 0$

$100y^2 + 30(5.65)y - 30(12 \times 5.65) = 0$

$100y^2 + 169.5y - 2034 = 0$

$$\Delta = (169.5)^2 - 4(100)(-2034) = 842330.25$$

$$\sqrt{\Delta} = 917.78$$

$$y = \frac{-169.5 + 917.78}{2 \times 100}$$

AN : y = 3.74 cm

***Moment d'inertie :**

$$I_o = \frac{by^3}{3} + 15(A_s(d-y)^2) = \frac{100 \times 3.74^3}{3} + 15(5.65 \times (12 - 3.74)^2)$$

AN : I_o = 7526.1 cm⁴

$$K = \frac{M_{ser}}{I_o} = \frac{16.80 \times 10^3}{7526.1}$$

AN : K = 2.23 KN/m²

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 2.23 \times 3.74 = 8.67 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \rightarrow \text{Donc c'est vérifiée}$$

2-2- Vérification de la limite de déformation : (D'après C.B.A.93 page 127)

Il sera inutile de calculer la flèche si les conditions suivantes sont remplies

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.14}{4.25} \geq \frac{1}{16} = 0.032 \leq 0.062 \dots \text{NON}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \rightarrow \frac{0.14}{4.25} \geq \frac{16.80}{10 \times 19.77} = 0.032 \leq 0.084 \dots \text{NON}$$

$$3/ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400} = 0.005 \leq 0.0105 \dots \text{OK}$$

Les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, alors il faut calculer la flèche.

2-3- Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gv} : la flèche de longue durée à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{pi} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées.

f_{gi} : la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées.

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

$$G_{\text{éq}} = \frac{(7.47 \times 2.40) + (4.70 \times 1.85)}{2.40 + 1.85}$$

AN : $G_{\text{éq}} = 6.26 \text{ KN/m}^2$

***Calcul du moment due à ou charge permanente:**

$$M_{tj} = \frac{0.85 G_{\text{éq}} \cdot L^2}{8} = \frac{0.85 \times 6.26 \times 4.25^2}{8}$$

AN : $M_{tj} = 12.01 \text{ KN.m}$

***Calcul du moment due à ou charge permanente après mise on place des cloisons :**

$$M_{tj} = M_{tg} = 12.01 \text{ KN.m}$$

***Calcul du moment due à ou charge permanente et charge d'exploitation :**

$$M_{tp} = \frac{0.85 P_{\text{ser}} \cdot L^2}{8} = \frac{0.85 \times 8.76 \times 3.25^2}{8}$$

AN : $M_{tp} = 16.81 \text{ KN.m}$

***Calcul de « I_o » moment d'inertie de la section comprimé profondeur de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s + A_{s'})y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A_{s'}) = 0 \quad A_{s'} = 0$$

$$by^2 + 30A_s - 30(d \cdot A_s) = 0$$

$$100y^2 + 30(5.65)y - 30(12 \times 5.65) = 0$$

$$100y^2 + 169.5y - 2034 = 0$$

$$\Delta = (169.5)^2 - 4(100)(-2034) = 842330.25$$

$$\sqrt{\Delta} = 917.78$$

$$y = \frac{-169.5 + 917.78}{2 \times 100} \text{ AN : } y = 3.74 \text{ cm}$$

$$I_o = \frac{by^3}{3} + 15(A_s(d-y)^2) = \frac{100 \times 3.74^3}{3} + 15(5.65 \times (12 - 3.74)^2) \quad \text{AN : } I_o = 7526.1 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 12} \quad \text{AN : } \rho = 0.0056$$

$$I_o = \frac{by^3}{3} + 15(A_s(d-y)^2) = \frac{100 \times 3.74^3}{3} + 15(5.65 \times (12 - 3.74)^2) \quad \text{AN : } I_o = 7526.1 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 12} \quad \text{AN : } \rho = 0.0056$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 x f_{t28}}{2 + 3 \left(\frac{b_o}{b} \right) \rho} \quad b_o = b \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.0056} \quad \text{AN : } \lambda_i = 3.75$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 x f_{t28}}{2 + 3 \left(\frac{b_o}{b} \right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.75 \quad \text{AN : } \lambda_v = 1.5$$

Les contraintes :

1^{er} cas : $M_g = 12.01 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser} (d - y)}{I_o} \quad \text{AN : } \sigma_s = 197.71 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 x f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_s) + f_{t28}} \quad \text{AN : } \mu = 0.43$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 x I_o}{1 + \lambda_i \mu} \quad \text{AN : } I_{fi} = 3171.85 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 x I_o}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{AN : } I_{fv} = 5032.58 \text{ cm}^4$$

Calcul de f_{gi} , f_{gv} :

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_i} = \frac{12.01 \times 4.25^2}{10 \times 32164.20 \times 3171.85 \times 10^3 \times 10^{-7}}$$

AN : $f_{gi} = 0.00212m = 2.12mm$

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_v} = \frac{12.01 \times 4.25^2}{10 \times 10721.4 \times 5032.58 \times 10^3 \times 10^{-7}}$$

AN : $f_{gv} = 0.00402m = 4.02mm$

2^{eme} cas : $M_p = 16.81KN.m$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}(d-y)}{I_o}$$

AN : $\sigma_s = 363.73MPa$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \cdot \rho_s \cdot \sigma_s) + f_{t28}}$$

AN : $\mu = 0.35$

$$If_i = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_i \mu}$$

AN : $If_i = 3580.7cm^4$

$$If_v = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_v \mu}$$

AN : $If_v = 5428.59cm^4$

Calcul de f_{pi} , f_{pv} :

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_i} = \frac{16.81 \times 4.25^2}{10 \times 32164.20 \times 3580.7 \times 10^3 \times 10^{-7}}$$

AN : $f_{pi} = 0.00263m = 2.63mm$

$$f_{pv} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_v} = \frac{16.81 \times 4.25^2}{10 \times 10721.4 \times 5428.59 \times 10^3 \times 10^{-7}}$$

AN : $f_{pv} = 0.00521m = 5.21mm$

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} = 4.02 + 2.12 - 1.63$$

AN : $\Delta ft = 3.51mm$

$$f_{admissible} = \frac{4250}{500}$$

AN : $f_{admissible} = 8.50mm$

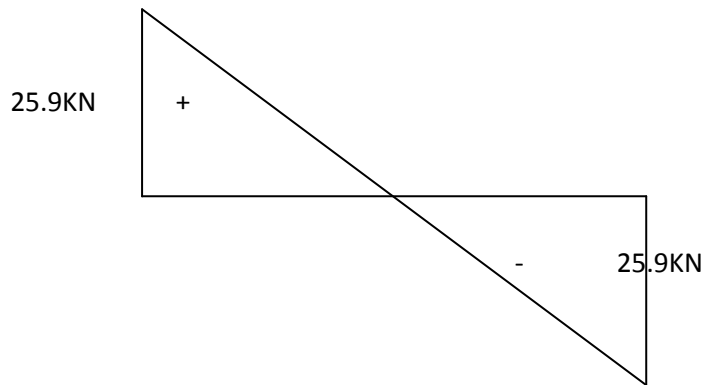
$$\Delta ft = 3.51mm < f_{admissible} = 8.50mm$$

- La flèche totale est donc inférieure à la flèche admissible. Donc la flèche est vérifiée.

2-4-Vérification de l'effort tranchant :

$$T_1 = \frac{Q_{u\text{éq}} \cdot L}{2} + \frac{M_B - M_A}{L} = \frac{12.20 \times 4.25}{2} + \frac{4.49 - 4.49}{3.80} \quad \text{AN : } T_1 = 25.9 \text{KN}$$

$$T_2 = -\frac{Q_{u\text{éq}} \cdot L}{2} + \frac{M_B - M_A}{L} = -\frac{12.20 \times 4.25}{2} + \frac{4.49 - 4.49}{3.80} \quad \text{AN : } T_2 = -25.9 \text{KN}$$



$$\tau = \frac{T_u}{bd} = \frac{25.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.21 \text{MPa}$$

Pour une fissuration peu préjudiciable $\tau_u \leq \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 5 \text{MPa} \right)$

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$$

$\Rightarrow \tau = 0.21 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$

2-5- Etude de la poutre palière :

La poutre palier est soumise simultanément à la torsion et la flexion.

La torsion provient de l'excentricité du point d'application du poids totale du palier par rapport à la poutre palière c'est à dire au moment de la flexion sur l'appui au niveau du palier de repos.

2-5-1- Pré-dimensionnement : $L_{\text{max}} = 2.85 \text{m}$.

$$h_t = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{12} \right) L_{\text{max}} \Rightarrow h_t = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{12} \right) 285 \Rightarrow h_t = (19 \div 23) \text{cm} \quad \text{On adopte : } h_t = 20 \text{cm}$$

$$b = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) h_t \Rightarrow b = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) 20 \Rightarrow b = (6.67 \div 10) \text{cm} \quad \text{On adopte: } b = 10 \text{cm}$$

2-5-2-Coffrage minimal d'après (RPA99 version 2003) : page (51-52)

$h_t \geq 30\text{cm}$	$h_t = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{NON}$	On prend : $h_t = 30\text{cm}$.
$b \geq 20\text{cm}$	$b = 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{NON}$	On prend : $b = 20\text{cm}$
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{30}{20} = 1.5 < 4 \dots \dots \dots \text{OK.}$	
$b_{\max} \leq 1.5h + b_1$	$b_{\max} \leq (1.5 \times 30) + 45$	AN : $b_{\max} \leq 90\text{cm}$

On adopte la dimension de la poutre palière $(b \times h) = (20 \times 30)\text{cm}^2$. palière : $(20 \times 30)\text{cm}^2$.

2-5-3- Calcul à la torsion :

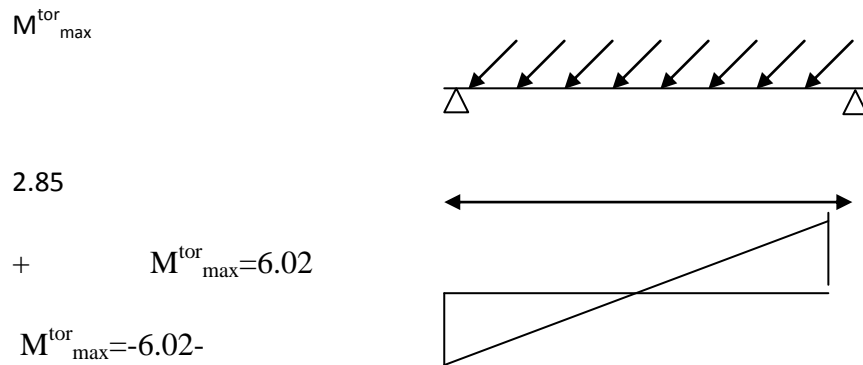
***Le moment de torsion :** $M^{\text{tor}} = M_f^{\text{appui}} = 5.5 \text{ KN.m}$

Pour une volée la longueur de l'appui (poutre palière) est $L = 1.3\text{m}$, le moment paramètre linéaire :

$M_a = \frac{5.5}{1.3}$ AN : $M_a = 4.23 \text{ KN.m}$

$M^{\text{tor}}_{\max} = \frac{M_a \cdot L}{2} = \frac{4.23 \times 2.85}{2}$ AN : $M^{\text{tor}}_{\max} = 6.02 \text{ KN.m}$

Le diagramme du moment de torsion :



Dans le cas d'une poutre soumise à un moment de torsion uniformément répartie est analogue à celui des efforts tranchants dans le cas d'une poutre soumise à une charge uniformément répartie.

La section qui résiste à la torsion :

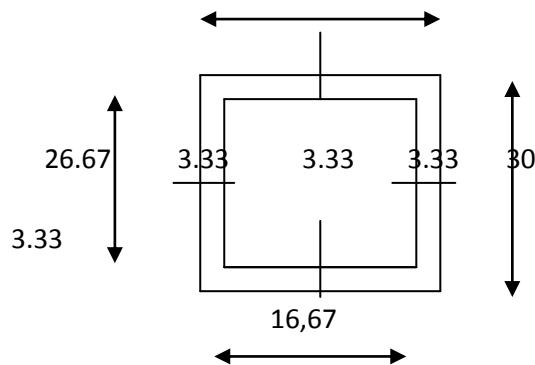
D'après l'article A.5.4.2.2 (B.A.E.L-91) pour un profil plein de forme convexe, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de parois est égale $\frac{l}{6}$ du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

(e) : L'épaisseur de la paroi est égale à $\frac{b}{6} = \frac{20}{6} = 3.33\text{cm}$

(Ω) : L'aire à mi-épaisseur du paroi $\Omega = (30-3.33)(30-3.33) = 444.59\text{cm}^2$.

(U) : Le périmètre de la section creuse : $U = (26.67+16.67) \times 2 = 86.68\text{cm}^2$.

20



La section qui résiste à la torsion

Contrainte tangentielle :

D'après l'article A.5.4.2.1 de règles B.A.E.L.-91, la contrainte tangentielle de la torsion s'évalue par la

formule : $\tau = \frac{M_{\max}^{\text{tor}}}{2 \cdot \Omega \cdot b_o}$

b_o : épaisseur de la paroi du point considéré

$\tau_u \leq \min(0.13f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$

$\tau = 2.033$

***Armature longitudinale :**

$$A_{\text{tor}} = \frac{U.M_{\text{max}}^{\text{tor}}}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_{st}} = \frac{86.68 \times 6.02 \times 10^3}{2 \times 444.59 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2$$

***Section d'armatures:**

En travée : $A_T = 1.68 \text{ cm}^2$

Donc on prend : 3HA12 = 3.39 cm²

En appui : $A_T = 1.68 \text{ cm}^2$

Donc on prend : 3HA12 = 3.39 cm²

***Armatures transversales :**

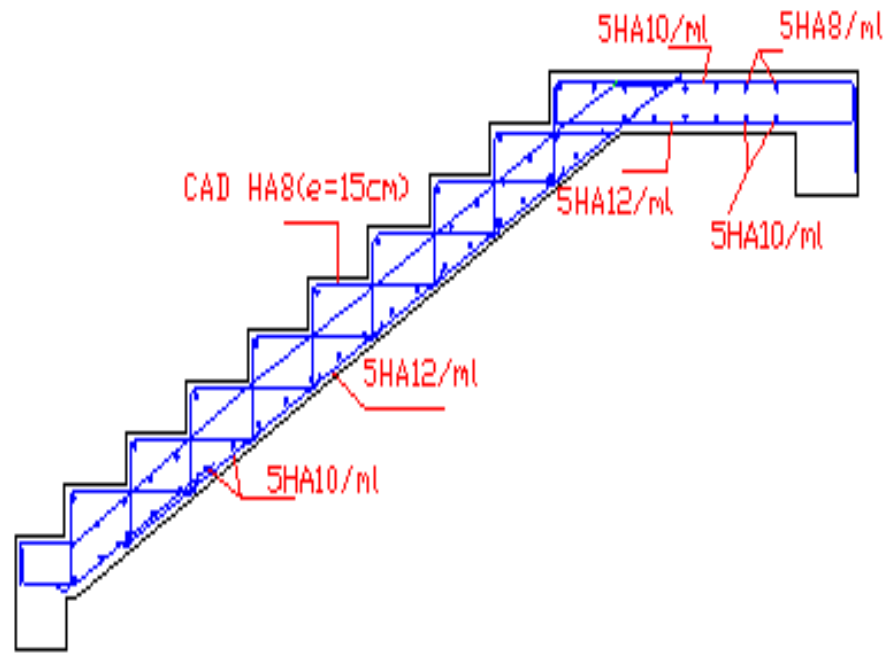
$\phi_t = 6 \text{ mm}$ \Rightarrow on prévoit 23 ϕ_6 .

\Rightarrow pour l'espacement on a :

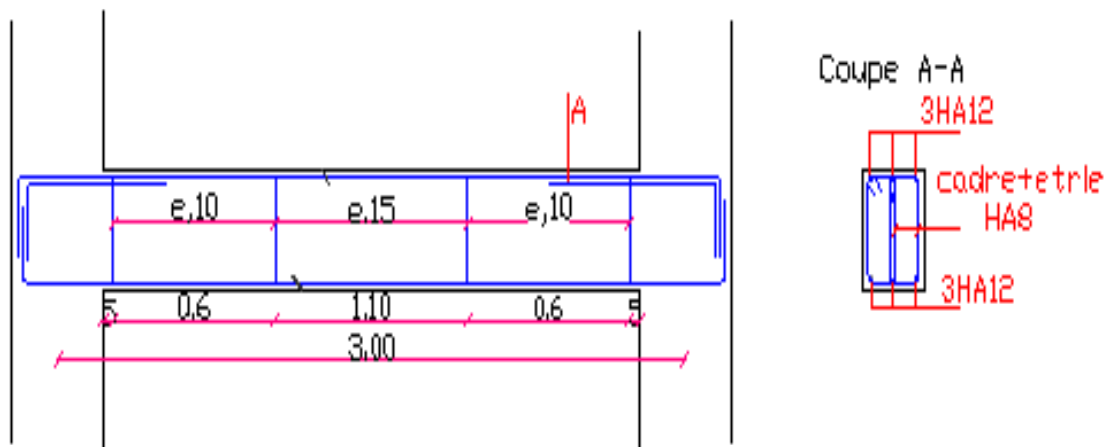
* $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

* $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

$$\frac{6.02 \times 10^3}{2 \times 444.59 \times 3.33} = 2.033 \text{ MPA} < 3.25 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Donc c'est vérifié.}$$



Ferrailage de l'escalier



Ferrailage de la Poutre Palière (20x30)

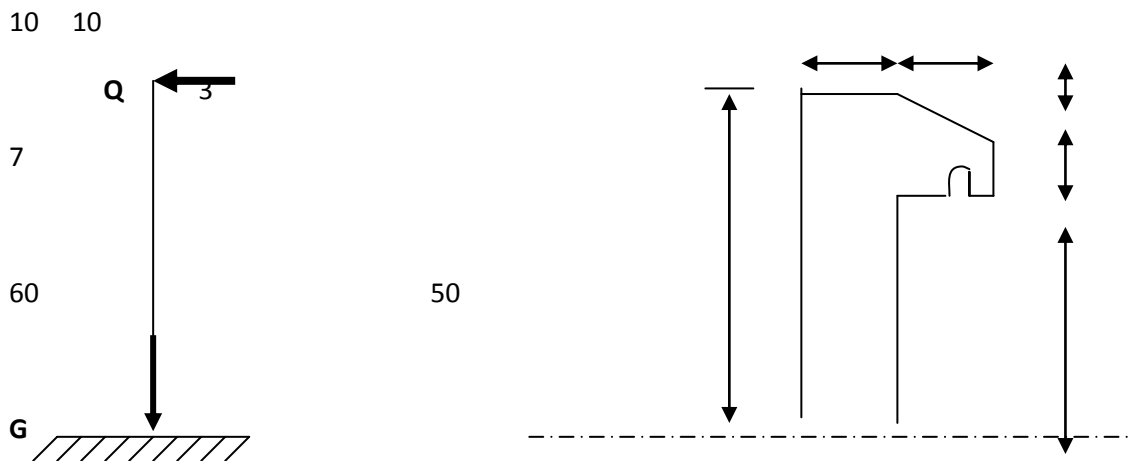
Figure –IV-2 :ferrailage de la poutre palière

IV-2- L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément complémentaire de plancher terrasse ayant pour objectif l'étanchéité et notamment la protection.

L'acrotère travaille à la flexion composée puisque les sollicitations à prendre en compte sont celles dues à :

- L'effort normal dû au poids propre (G).
 - Une poussée horizontale due à l'application d'une force exercée par la main courante estimée à 1KN/ml.
- Les dimensions de l'acrotère sont représentées sur la figure ci dessous :



***Poids propre :**

- ***Poids de l'acrotère :**

$$G_1 = 25((0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1/2))$$

$$G_1 = 1.713 \text{KN/ml.}$$

- ***Poids de l'enduit de ciment :**

$$G_2 = 0.02 \times 18(0.6 + 0.1 + 0.104 + 0.07 + 0.1 + 0.5)$$

$$G_2 = 0.53 \text{KN/ml.}$$

- **Poids totale : $G_T = 2.243 \text{KN/ml.}$**

***Calcul de l'acrotère:**

Le calcul s'effectue sur une bonde de 1m.

L'élément doit être calculé sous l'action des forces horizontales dues au séisme F_P et Q

F_P = force horizontale agissant sur l'élément secondaire.

A = coefficient d'accélération de zone, obtenue dans le tableau 4.1: (7) page 26 pour la zone IIa groupe d'usage 2. $\Rightarrow A=0.15$

C_P = facteur de force horizontale $\Rightarrow C_P=0.8$ \Rightarrow (obtenue dans le tableau 6.1 : (7) page 43.)

W_P = poids de l'élément considéré $\Rightarrow W_P=2.243\text{KN/ml}$

$\Rightarrow F_P = 4AC_P W_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.243 \Rightarrow F_P=1.0\text{KN/ml} \leq Q$

***Sollicitation et combinaison d'action :**

Sous l'action des charges d'exploitation :

N_G : effort de compression due au poids (G). $\Rightarrow N_G=G=2.243\text{KN/ml}$

M_G : moment créé par N_G , $\Rightarrow M_G=N_G \times L=0$ / ($L=0$)

N_Q : l'effort dû à la surcharge Q , $N_Q=0$

M_Q : le moment créé par la charge $M_Q=Q \times L = 1 \times 0.6 = 0.6\text{KN.m}$

$F_P=1.0\text{KN/ml}$

L'E.L.U:

$N_U=1.35N_G+1.5N_Q=1.35(2.243)+1.5(0)=3.03\text{KN/ml}$

$M_U=1.35M_G+1.5M_Q=1.35(0)+1.5(0.6)=0.9\text{KN.m}$

L'E.L.S:

$N_S=N_G+N_Q=2.243+0=2.243\text{KN/ml}$

$M_S=M_G+M_Q=0+0.6=0.6\text{KN.m}$

***Détermination de l'excentricité :**

$$E.L.U : e_{ou} = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{3.03} = 0.30m$$

$$E.L.S : e_{os} = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0.6}{2.243} = 0.27m$$

$$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016m \Rightarrow (\text{c'est le centre de gravité du béton}).$$

$e_1 < e_o \Rightarrow$ L'effort normal est un effort de compression et le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée. Donc elle va être calculée comme une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_A) calculé par rapport aux armatures tendues.

2-2-Ferraillage :

le calcul se fait pour une bonde de 1m.

D'après le BAEL-91, le moment fictif appliqué au centre de gravité des aciers tendus.

$$M_A = M_U + N_U(d - \frac{h}{2}); \Rightarrow \text{tel que } d = h - c \quad / \quad c = \text{enrobage} = 2cm.$$

$$\Rightarrow d = 10 - 2 = 8cm.$$

$$M_A = 0.9 + 3.03(0.08 - \frac{0.1}{2}) = 0.99 = 1KN.m$$

On applique les formules de la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 \sigma_{bc}} \quad (\text{BAEL-91 page 91}) \quad \text{avec : } \sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.16MPa$$

$$\mu = \frac{1 \times 10^3}{100 \times (8)^2 \times 14.16} = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A section simple armature}$$

Lire de tableau (I): $\alpha = 0.0151$

$$\beta = 0.994$$

$$Z_u = \beta \cdot d = 0.994 \times 8$$

$$AN : Z_u = 7.95cm$$

Acier FeE400 , $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$ AN : $\sigma_s=348\text{MPa}$

$$A_f = \frac{M_A}{Z_u \cdot \sigma_s} = \frac{1 \times 10^3}{7.95 \times 348} \quad \text{AN : } A_f = 0.36 \text{cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0.36 - \frac{3.03 \times 10}{348} \quad \text{AN : } A = 0.27 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{fe} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \quad \text{AN : } A_{\min} = 0.96 \text{cm}^2$$

$A_C < A_{\min}$ On adopte 5HA8=2.51cm².

***Espacement :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) \Rightarrow (\text{BAEL-91 cours page 203})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(30, 33)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm} \quad \text{On adopte un espacement } S_t = 20\text{cm}$$

***Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} \quad \text{AN : } A_r = 0.62 \text{cm}^2$$

On adopte 3φ6=0.58cm², avec un espacement de :

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) \Rightarrow (\text{BAEL-91 cours page 203})$$

$$S_t \leq \min(40, 45)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm} \quad \text{On adopte un espacement } S_t = 25\text{cm}$$

***Vérification des contraintes :**

Position de l'axe neutre :

Y_c : la position de l'axe neutre au centre de pression (C) comptée positivement

C : distance de centre sous pression $C = d - e_o$

$N_s > 0$ et $e_o > d$ (car (C) à l'intérieur de la section).

$$\text{On a } C = d - e_o \text{ et } e_o = \left(d - \frac{h}{2}\right) + \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_o = (0.08 - \frac{0.1}{2}) + \frac{0.6}{2.243} = 0.297 = 0.3m \quad d = 0.08m$$

Donc: $C = 0.08 - 0.3 = -0.22 < 0$

***Détermination des contraintes:**

$$P = -3c^2 + \frac{90As(d-c)}{b} = (-3)(-22)^2 + \frac{90 \times 2.01 \times (8+22)}{100} = -1397.73$$

$$q = -2c^3 - \frac{90As(d-c)^2}{b} = (-2)(-22)^3 + \frac{90 \times 2.01 \times (8+22)^2}{100} = 19667.9$$

$$y^3 + Py + q = 0 \Rightarrow y^3 - 1397.73 + 19667.9 = 0$$

Donc la solution de l'équation de 3^{ème} degré est la suivante :

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = (19667.9)^2 + (\frac{4(-1397.73)^3}{27}) = -17718010.41 < 0$$

Alors : $\cos \alpha = \sqrt{\frac{-3}{p}} \times \frac{3q}{2p} = -0.97 \Rightarrow \alpha = 168$

$$\delta = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 43.17$$

$$y_1 = \delta \cos(\frac{\alpha}{3}) = 43.17 \times \cos(\frac{168}{3}) = 24.14cm$$

$$y_2 = \delta \cos(120 + \frac{\alpha}{3}) = 43.17 \times \cos(120 + \frac{168}{3}) = -43.06cm$$

$$y_3 = \delta \cos(240 + \frac{\alpha}{3}) = 43.17 \times \cos(240 + \frac{168}{3}) = 18.92cm$$

On choisi la valeur $y_1 = 24.14cm$, qui est une valeur positive satisfaisant la relation

$$0 < y + c < b, \quad y_o = y - c = 24.14 - 22 = 2.14cm$$

***Vérification de la contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = k \cdot y_o < \sigma_{bc}$$

$$I = \frac{b \cdot y_o^3}{3} + 15(A_s(d-y_o)^2 + A_s'(y_o+d')^2), A_s' = 0 \Rightarrow I = \frac{100(2.14)^3}{3} + 15(2.01)(8-2.14)^2 = 1362 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{N_s \cdot y_o}{I} = \frac{2.243 \times 2.14}{1362} = 0.0035 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y_o = 0.0035 \times 2.14 = 0.007 \text{ MPA}$$

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq (\tau_u) \Rightarrow (\text{BAEL-91 exercice page 61})$$

$$V_u = 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.35(0) + 1.5(1) = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 8} \times 10^{-2} = 0.018 \text{ MPA}$$

Fissuration peu préjudiciable : $(\tau_u) = \min(0.13f_{c28}; 4 \text{ MPA}) = 3.25 \text{ MPA}$

0.018 < 3.25 MPA.....OK

➤ Schémas de ferrailage

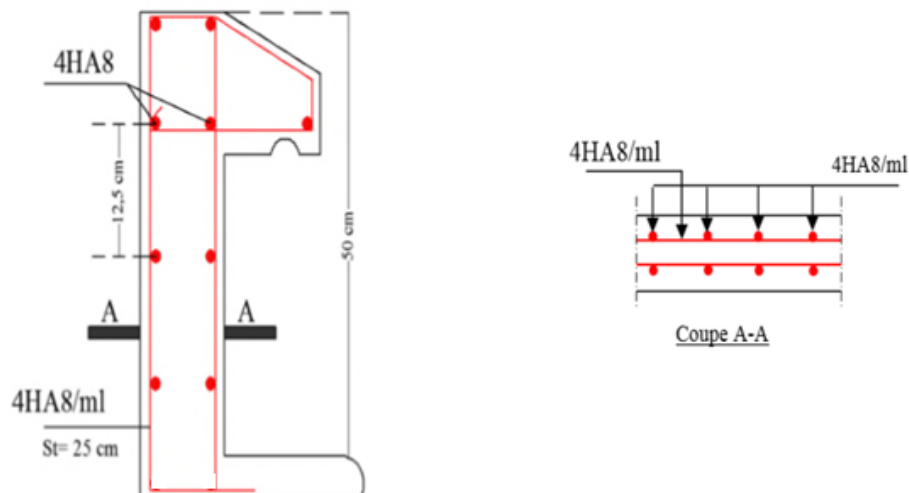


Figure –I-2 :Ferrailage de l'acrotère

IV-3- DES BALCONS :

3-1-Dalle appui sur deux cotes :

***ELU :**

$$G=440\text{Kg/m}^2, Q=350\text{Kg/m}^2$$

$$\text{ELU : } 1.35G+1.5Q \rightarrow Q_u=1.119\text{t/m}^2$$

$$\text{*ELS : } G+Q \rightarrow Q_s=0.79\text{t/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{3.18} = 0.47 > 0.4 \Rightarrow \text{donc, la dalle suivant 2 sens}$$

***ELU:**

$$\begin{array}{l} M_{tx}=0.0681 \\ \left. \begin{array}{l} \text{Sens x} \\ M_{ax}=0.1738 \end{array} \right\} \end{array} \quad \begin{array}{l} M_{tx}=0.0681 \\ \left. \begin{array}{l} \text{Sens y} \\ M_{ax}=0.1738 \end{array} \right\} \end{array} \quad T_{max}=0.1896$$

***ELS:**

$$\begin{array}{l} M_{tx}=0.0758 \\ \left. \begin{array}{l} \text{Sens x} \\ M_{ax}=-0.1740 \end{array} \right\} \end{array} \quad \begin{array}{l} M_{tx}=0.0649 \\ \left. \begin{array}{l} \text{Sens y} \\ M_{ax}=-0.0753 \end{array} \right\} \end{array} \quad \rho_{max} = 0.924$$

Sens x:

à ELU en travée: $M_{tx}=0.0681$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_c} = \frac{0.0681 \times 10^5}{100(12)^2 \times 142} = 0.003$$

$$\alpha=0.003$$

$$Z=11.98$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z\sigma_s} = \frac{0.681 \times 10^5}{11.98 \times 3480} = 0.16\text{cm}^2 \text{ on adopte } 4T8 = 2.01\text{cm}^2$$

-Vérification de condition de non fragilité

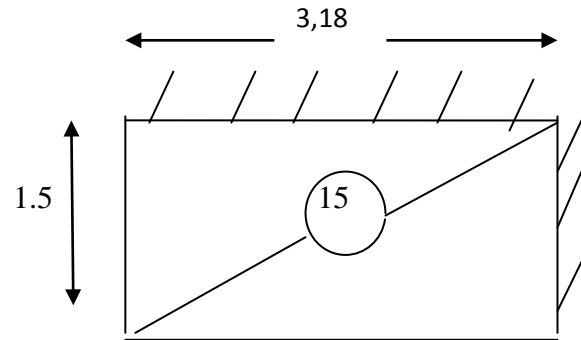
$$A_{\min}=1.45$$

$$A_s=0.16 < A_{\min}=1.45 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

En appuis :

$$A_s = \frac{M_t}{Z\sigma_s} = \frac{0.1738 \times 10^5}{11.98 \times 3480} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s=0.41 \text{ on adopte } 4T8=2.01 \text{ cm}^2$$



-Vérification de l'effort tranchant:

$$Ma_{\max}=-1.886t$$

$$\sigma_s = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{0.1896 \times 10^5}{100 \times 12} = 0.158 \text{ kg / cm}^2$$

-Verification de LeffersTranchant:

$$Ma_{\max}=-1.886t$$

$$\sigma_s = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{0.1896 \times 10^5}{100 \times 12} = 0.158 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma = \min \left\{ \frac{0.20 \times f_{c28}}{\delta_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\sigma_s=0.158 < 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

-Les armatures transversale :

$$Q_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, Q_t \right) = \min(0.42, 1.2, 1.4) = 0.42 \text{ on adopte } 2\phi 8$$

Les espacement :

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 10.8$$

Donc on adopte $St=10\text{cm}$

à ELU:

En travée: $M_u=0.0758$

Position de l'axe neutre :

$$A_s=2.01$$

$$\frac{b}{2}x^2 + 15A_s(d, x) = 50x^2 - 361.8 - 30.15x$$

$$\sqrt{\Delta} = 270, x = 3$$

-Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15A_s(d, x)^2 = 3342.15\text{cm}^4$$

Vérification des contraintes

-Contrainte d'acier:

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}(d, x)}{I} = \frac{15 \times (0.0758)(12 - 3)10^5}{3342.15} = 306.18\text{Kg} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_s = 306.18 < \sigma_s = 2020 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-Contrainte du beton:

$$\sigma_{bc} = \frac{0.758(3) \times 10^5}{3342.15} = 6.80.\text{kg} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 6.80 < \sigma_{bc} = 150\text{kg} / \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

En appuis : $M_{tx}=0.1740$

Position de l'axe neutre :

$$A_s=2.01 \quad x=3$$

-Moment d'inertie:

$$I=3342.15\text{cm}^2$$

-Vérification de condition:

-Contrainte d'acier:

$$\sigma_s = \frac{15 \times 0.1740(12 - 3) \times 10^5}{3342.15} = 702.84 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 703.84 < \sigma_s = 2020 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

-Contrainte du beton:

$$\sigma_{bc} = \frac{0.1740(3) \times 10^5}{3342.15} = 15.61 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 15.61 < \sigma_{bc} = 150 \text{kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Vérification de la flèche :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \square \frac{150}{215} = 0.69 \geq 0.044 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$2/ \frac{h}{L} = 0.69 \geq \frac{M_t}{15M_o} = 0.089 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$3/ \frac{A}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.001 < 0.009 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Sens y:

à ELU:

En travée: $M_{lx}=0.0583$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_c} = \frac{0.0583 \times 10^5}{100(12)^2 \times 142} = 0.002$$

$\alpha=0.002$

$Z=11.99$

$$A_s = \frac{M_t}{Z\sigma_s} = \frac{0.583 \times 10^5}{11.99 \times 3480} = 0.13 \text{cm}^2 \text{ on adopte } 4T8 = 2.01 \text{cm}^2$$

-Vérification de condition de non fragilité

$A_{\min}=1.45$

$A_s=0.13 < A_{\min}=1.45 \dots \dots \dots$ condition vérifier

En appuis :

$$A_s = \frac{M_t}{Z\sigma_s} = \frac{0.0783 \times 10^5}{11.98 \times 3480} = 0.18 \text{cm}^2$$

$A_s=0.18$ on adopte $4T8=2.01 \text{cm}^2$

-Vérification de l'effort tranchant:

$$\sigma_s = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{0.1896 \times 10^5}{100 \times 12} = 0.158 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma = \min \left\{ \frac{0.20 \times f_{c28}}{\delta_b}, 5 \text{Mpa} \right\} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$\sigma_s=0.158 < 3.33 \text{Mpa} \dots \dots \dots$ condition vérifier

-Les armatures transversale :

$$Q_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, Q_t \right) = \min(0.42, 1.2, 1.4) = 0.42 \text{ on adopte } 2\phi 8$$

-Les espacement :

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = 10.8\text{cm}$$

Donc on adopte $St = 10\text{cm}$

à ELU:

En travée: $M_y = 0.0649$

Position de l'axe neutre

$$A_s = 2.01$$

$$\frac{b}{2}x^2 + 15A_s(d, x) = 50x^2 - 361.8 - 30.15x$$

$$\sqrt{\Delta} = 270 \quad x = 3$$

-Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15A_s(d, x)^2 = 3342.15\text{cm}^4$$

Vérification des contrantes

-Contrante d'acier:

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}(d, x)}{I} = \frac{15 \times (0.0649)(12 - 3)10^5}{3342.15} = 262.15\text{Kg} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_s = 262.15 < \sigma_s = 2020 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

-Contrante du beton:

$$\sigma_{bc} = \frac{0.649(3) \times 10^5}{3342.15} = 5.82.\text{kg} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 5.82 < \sigma_{bc} = 150\text{kg} / \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Vérification de la flèche :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{150}{115} = 1.30 \geq 0.044 \dots \text{CV}$$

$$2/ \frac{h}{L} = 1.30 \geq \frac{M_t}{15M_o} = 0.071 \dots \text{CV}$$

$$3/ \frac{A}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.001 < 0.009 \dots \text{CV}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

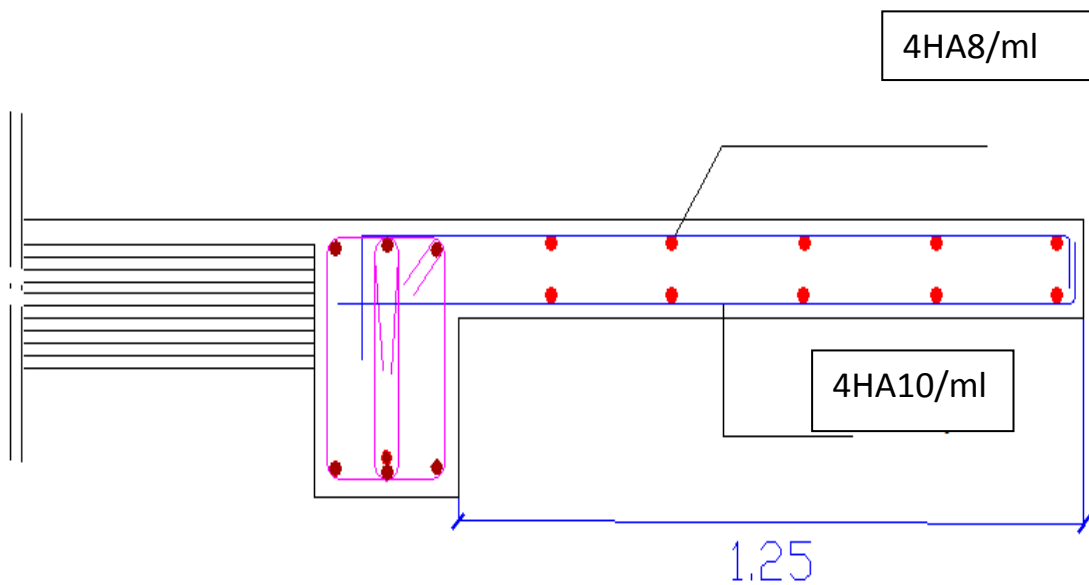


Figure –IV-4 : Ferrailage de Balcon

CHAPITRE V :

Etude des Planchers

ETUDE DES PLANCHERS

V.1. INTRODUCTION :

A/Définition :

Le plancher est un élément horizontal séparant deux niveaux successifs. Il peut être exécuté en bois, acier ou en béton armé.

B/Fonction Principale :

- Porter Les Charges Des Structures.
- Assurer L'isolation Thermique Et Phonétique Entre Les Différents Niveaux.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

C/Différents Type de Plancher on a 2 types :

1-Plancher Terrasse :

Le plancher terrasse constitue la couverture du bâtiment. Il est soumis à des contraintes différentes de celles des planchers courants, il doit assurer l'étanchéité d'eau (pluie, neige).

- comporte une isolation thermique.
- empêche les pertes thermiques et les condensations dans les logements situés en dessous .

2-Plancher Etage Courant :

Il peut être de forme de corps creux.

D/La Réalisation du Plancher :

Dans notre projet, les planchers terrasse et les planchers des étages courants (habitation) seront présentés sous forme de corps creux d'une hauteur de $H=20\text{cm}$.

- 16 cm pour la hauteur de l'hourdis.
- 4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.
- La surcharge d'exploitation du plancher terrasse égale à 100Kgf/m^2 , car la terrasse est inaccessible.

Dans notre projet, nous avons choisi le plancher à corps creux pour les raisons suivantes :

- Absence de la charge concentrée importante sur le plancher.
- Plus léger que la dalle pleine.
- Bonne isolation phonétique et thermique.

Et nous avons choisi le plancher aussi à dalle pleine pour les raison suivantes :

- Le temps de réalisation est plus rapide.

E/ Calcul des Moments et des Efforts Tranchants par la Méthode Forfaitaire :

E-1/Principe :

D'une manière générale, les planchers sont calcules à l'aide de deux méthodes (exposées dans le chapitre de flexion simple).Les planchers sont distingués selon leur chargements :

- Plancher à surcharge modérées lorsque ;

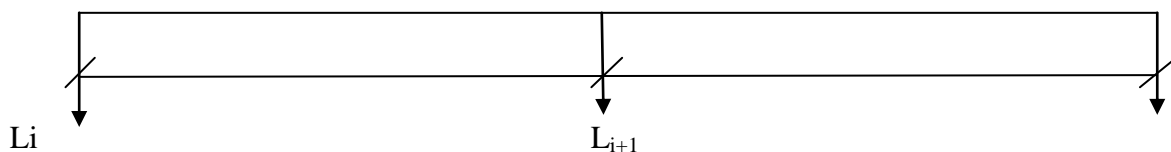
$$Q \leq (\max (2 \cdot G ; 500 \text{Kg/m}^2)).$$

-La fissuration n'est pas considérée comme préjudiciable à la tenue du béton armé ou celle du revêtement.

- Les éléments solidaires ont une section géométrique constante d'une travée à l'autre.

-Il faut aussi que le rapport entre les travées continues soit 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$$



E-2/Condition de l'application de la Méthode Forfaitaire :

1/Plancher a Surcharge Modérée :

$$Q \leq \max (2 \cdot 0.625 ; 500 \text{Kg/m}^2) \Rightarrow 100 \leq 1250 \text{ Kg/m}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

2/Fissuration Préjudiciable :

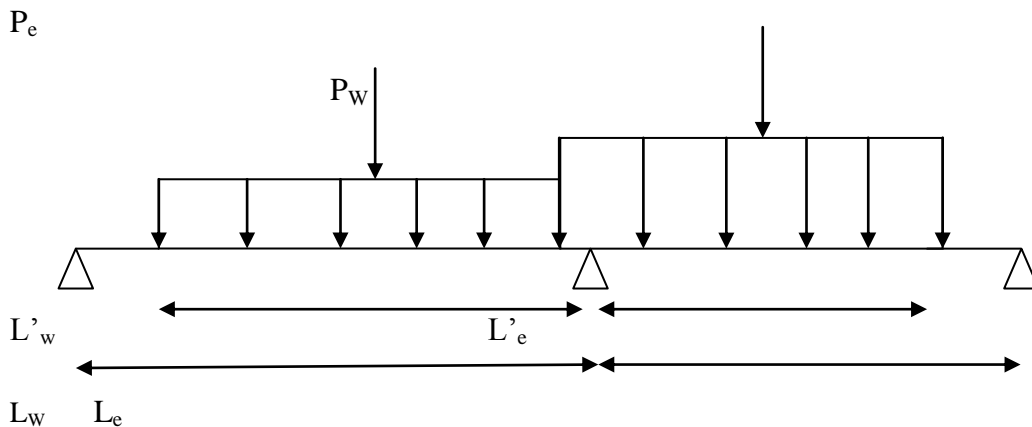
Alors l'une des conditions non vérifiées, donc on applique la méthode de Caquot

F/Méthode De Caquot :

Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments constitués de nervures et De poutres associées à des hourdis.

Elle convient notamment aux éléments des planchers à surcharges relativement élevées et c'est justement là, la méthode la mieux adoptée pour notre cas.

Pour le calcul de notre plancher, on a utilisé la méthode de Caquot



F -1/Etape De Calcul Pour La Méthode De Caquot:

1/Moment en Appuis :

$$M_a = \frac{(Q_u(L_w) + (L_e))}{8.5(L_w + L_e)}$$

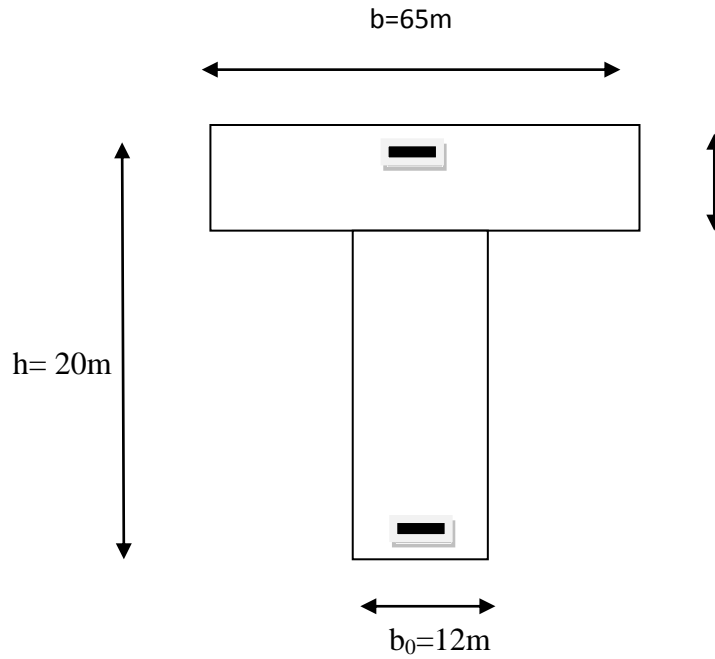
Dans le cas ou (L_w) est une travée intermédiaire ; on remplacera, dans cette formule, (L_w) par $0.8(L_w)$ ou bien par $0.8(L_e)$, par contre, si (L_w) est une travée de rive, la valeur de (L_w) restera inchangée.

2/Moment max en Travée :

$$M(x) = 1/2qx - qx^2/2 + M_W + [(M_e - M_W) / l]x$$

3/Effort Tranchant :

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$



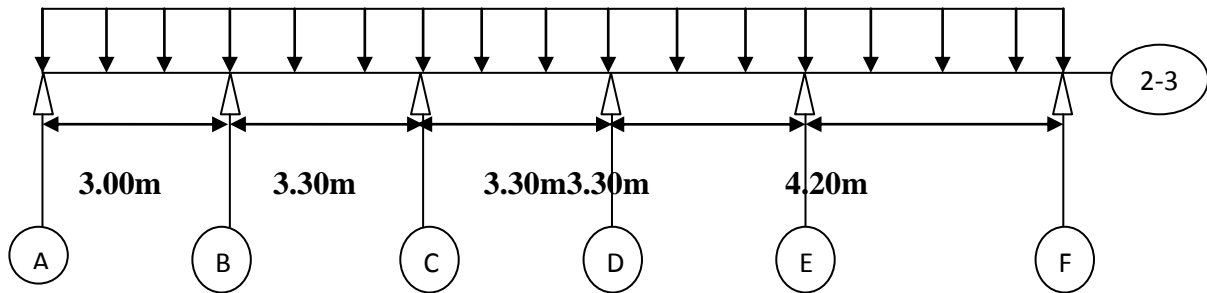
G /les Différent types des poutrelles :

On remarque qu'on a le même type pour Plancher Terrasse et étage courant

Les travées entre nus :

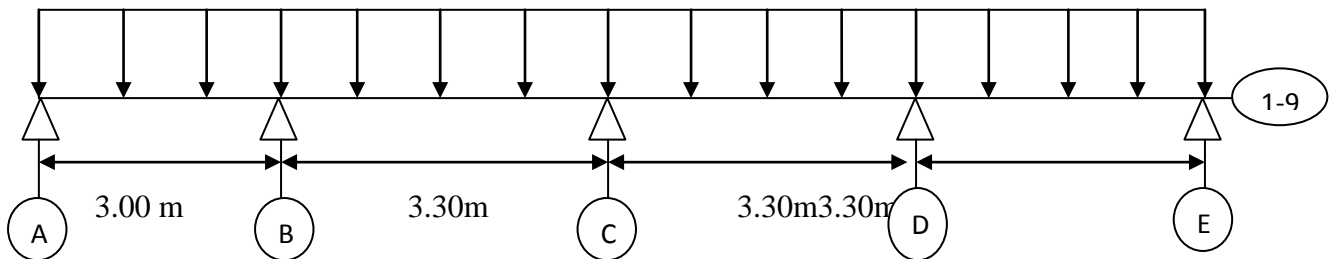
Type 1 : 5 travées

Schéma statique de calcul :



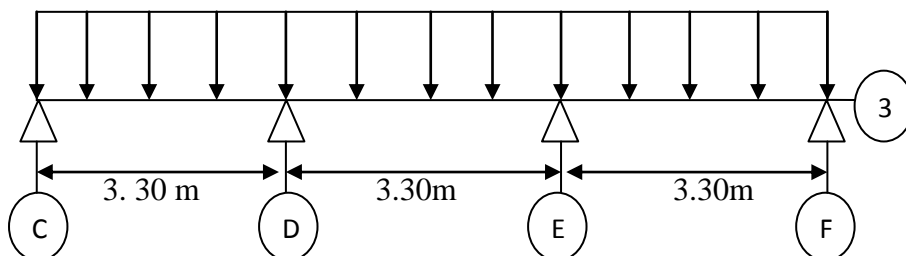
Type 2 : 4 travées

Schéma statique de calcul :



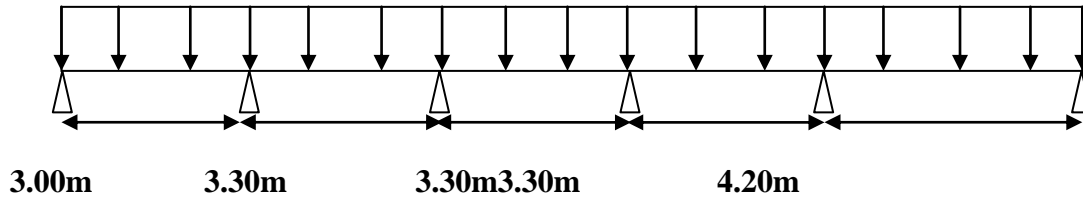
Type 3 : 3travée

Schéma statique de calcul :



V-1-Plancher Terrasse (corps creux) :

Type-1- $G=584\text{Kg/m}^2$ $Q=100\text{Kg/m}^2$



• **Calcul Des Moments:**

*à l'ELU :

$$Q_U = 0.65(1.35(G) + 1.5(Q)) = 0.65(1.35 \times 0.625 + 1.5 \times 0.1)$$

$Q_U = 0.645\text{t/m}$

✓ **En Appui :**

$Q_U = 0.645\text{t/m}$

$$M_0 = Q_U L^2 / 8$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = (-0.2) Q_U L^2 / 8 = (-0.2) 0.645(3)^2 / 8$$

$M_1 = -0.145\text{t.m}$

$$M_2 = - \frac{(Q_U(L_w) + (0.8L_e))}{8.5(L_w + 0.8L_e)} = - \frac{(0.645(3) + (0.8 \times 3.30))}{8.5(3 + 0.8 \times 3.30)} = - 0.962\text{ t.m}$$

$M_2 = - 0.962\text{ t.m}$

Appui de Rive	M0 (t.m)	Ma = - 0.2M0 (t.m)
1	0.725	-0.145
6	0.878	-0.1756

Appui d'Intermédiaire	Lw	Le	Pw	Pe	Ma
2	3	3.30	0.645	0.645	- 0.962
3	3.30	3.30	0.645	0.645	- 0.962
4	3.30	3.30	0.645	0.645	- 0.962
5	3.30	4.20	0.645	0.645	- 0.962

✓ **En Travée :**

$$Q_u = 0.65 (1.35(G) + 1.5(Q)) = 0.65 (1.35*0.625+1.5*0.1)$$

$$Q_u = 0.645 \text{ t/ml}$$

$$M_{1-2} = q_u l x/2 - q x^2/2 + M_w + [(M_e - M_w) / l]x$$

$$M_{1-2} = (0.645(3)x)/2 - (0.645x^2) / 2 + (-0.145) + [(- 0.962+0.145) / 3]x$$

$$M_{1-2} = - 0.322x^2 + 0.695x - 0.145$$

$$T_{1-2} = -0.644*X+0.695$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow X_1 = 1.079 \text{ m}$$

$$M_t = -0.322 (1.079) + 0.695(1.079) - 0.145$$

$$M_t = 0.257 \text{ t.m}$$

Moment en travée	Mw	Me	qu	L	X(m)	Mt(tm)
1-2	-0.145	- 0.962	0.645	3	1.079	0.257
2-3	-0.145	- 0.962	0.645	3.30	1.41	0.771
3-4	-0.145	- 0.962	0.645	3.30	1.41	0.771
4-5	-0.145	- 0.962	0.645	3.30	1.41	0.771
5-6	-0.145	- 0.962	0.645	4.20	1.809	0.89

✓ **Effort Tranchant :**

$$T_{1-2} = -0.644*X+0.695$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T_w = 0.695 \text{ t}$$

$X = 3 \text{ m} \rightarrow T_e = - 1.237$

Travée	Qu (t.ml)	L (m)	T (x=0)	T (x=l)
1-2	0.645	3	0.695	- 1.237
2-3	0.645	3.30	0.914	-1.214
3-4	0.645	3.30	0.914	-1.214
4-5	0.645	3.30	0.914	-1.214
5-6	0.645	4.20	1.167	1.542

* à l'ELS :

$Q_s = 0.65 \cdot (G + Q) = 0.65 \cdot (0.625 + 0.1)$

$Q_s = 0.471 \text{ t/ml}$

✓ En Appui :

$Q_s = 0.471 \text{ t/ml}$

$M1 = (-0.2) M0 = (-0.2) Q_s L^2 / 8 = -0.2(0.471 \times 3^2) / 8$

$M1 = -0.105 \text{ t.m}$

Appui de Rive	M0 (t.m)	Ma=0.2M0 (t.m)
1	0.529	-0.105
6	0.038	-0.0076

Appui d'Interm	Lw	Le	Pw	Pe	Ma
2	3	3.30	0.471	0.471	-0.864
3	3.30	3.30	0.471	0.471	-0.128
4	3.30	3.30	0.471	0.471	-0.128
5	3.30	4.20	0.471	0.471	-0.2077

✓ **En Travée :**

$$Q_s = 0.65 \cdot (G + Q) = 0.65 \cdot (0.625 + 0.1)$$

$$Q_s = 0.471 \text{ t/ml}$$

***Travée (1-2):**

$$M_{1-2} = q_l \cdot x/2 - q \cdot x^2/2 + M_w + [(M_e - M_w) / l] \cdot x$$

$$M_{1-2} = (0.471 \cdot (3) \cdot x) / 2 - (0.471 \cdot x^2) / 2 + (-0.105) + [(-0.864 + 0.105) / 3] \cdot x$$

$$M_{1-2} = -0.235 \cdot X^2 + 0.4535 \cdot X - 0.105$$

$$T_{1-2} = -0.470 \cdot X + 0.105$$

$$T_{1-2} = 0; \rightarrow X_1 = 0.22 \text{ m}$$

$$M_t = -0.235(0.22)^2 + 0.4535(0.22) - 0.105$$

$$M_t = -0.016 \text{ t.m}$$

Moment en travée	Mw	Me	qu	L	X	Mt
1-2	-0.105	-0.864	0.471	3	0.22	0.016
2-3	-0.864	-0.864	0.471	3.30	1.11	-0.572
3-4	-0.864	-0.864	0.471	3.30	1.11	-0.572
4-5	-0.864	-0.864	0.471	3.30	1.11	-0.572
5-6	-0.864	-0.0076	0.471	4.20	1.66	-0.206

✓ **Effort Tranchant :**

$$T_{1-2} = -0.470 \cdot X + 0.105$$

$$X=0 \text{ m} \rightarrow T_{1-2} = +0.105 \text{ t}$$

$$X=3 \text{ m} \rightarrow T_{1-2} = -1.305 \text{ t}$$

Travée	Qu (t.ml)	L (m)	T (x=0)	T (x=l)
1-2	0.471	3	0.105	-1.305
2-3	0.471	3.30	0.523	-1.031
3-4	0.471	3.30	0.523	-1.031
4-5	0.471	3.30	0.523	-1.031
5-6	0.471	4.20	-0.786	1.192

***Ferrailage Des Poutrelles :**

Les Données :

b=65 cm largeur de la table

h=20 cm hauteur totale de la section

b0=12 cm largeur de l'âme

h0=4 cm hauteur de la table de compression

Enrobage des armatures $c = c' = 3\text{cm} \rightarrow d = 17\text{cm}$

$f_{c28} = 25\text{ MPa}$; f_{eE400} , $\sigma_b = 14,20\text{ MPa}$; $\sigma_s = 348\text{ MPa}$

$M_{t\text{ max}} = +0.89\text{t.m}$

$M_{a\text{ max}} = -0.962\text{t.m}$

$T_{\text{max}} = 1.542\text{ t}$

***E.L.U:**

✓ **En Travée :**

$M_{t\text{ max}} = 0.89\text{t.m}$

$M_{\text{TAB}} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h/2) = 0.65 \cdot 0.04 \cdot 1420 \cdot (0.17 - 0.02) = 5.54\text{ tm}$

$M_t = 0.89\text{t.m} < M_{\text{Tab}} = 5.54\text{ t.m} \dots\dots\dots$ vérifiée.

Nous avons $M_u < M_t$, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple. (b×h) = (65×20) cm²

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{89000}{142 \cdot 65 \cdot 17 \cdot 17} = 0,033$$

$\mu = 0,033 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots$ (As'=0)

$$\alpha = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2 \cdot 0.033}}{0.8} = 0.041$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17(1 - 0.4 \cdot 0.041) = 16.72$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{89000}{16.72 \cdot 348} = 1.52\text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12 = 2.26 cm²

Condition De Non Fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 * 65 * 17 * \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2.$$

$A_{min} = 1,33 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.

✓ **En Appuis :**

La table est tendue elle est négligée et la section à étudier est une section rectangulaire (b0×h)

$M_a \text{ max} = - 0.962t.m$

$$\mu = M_a / \sigma_b * b_0 * d^2 = 96200 / 142 * 12 * 17^2 = 0,19$$

$\mu = 0,19 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$

$$\alpha = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2 * 0.19}}{0.8} = 0.26$$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17(1 - 0.4 * 0.26) = 15.23 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{96200}{15.23 * 3480} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12 = 2.26 cm²

Condition De Non Fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 * 12 * 17 * \frac{2.1}{400} = 0.246 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.246 \text{ cm}^2 < A = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

***Vérification à L'ELS :**

✓ **En Travée :**

Mt max = 0.475 t.m

1)-Profondeur De l'Axe Neutre :

$b x^2 / 2 + 15 A_s' (x - c') - 15 A_s (d - x) = 0$ avec: $(A_s' = 0)$.

$b x^2 / 2 - 15 A_s (d - x) = 0$

$65 / 2 x^2 - 15 x * 2.26 (18 - x) = 0$

$32.5 x^2 + 33.9 x - 610.2 = 0$

$\Delta = 80475.21 ; \sqrt{\Delta} = 283.68$ d'où $x = 3.84 \text{ cm}$

2)-Moment d’Inertie :

$$I=bX^3/3+15 As(d-x)^2= 65(3.84^3)/3 +15x2.26 (18-3.84)^2 =8024CN^4$$

3)-Vérification Des Contraintes :

***En Béton :**

$$\sigma_{bc}= Mt \text{ ser } x/I_b=0.60 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} =0.89 \times 10^5 \times 3.84/8024 = 42.59\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} =42.59\text{kg/cm}^2 < \sigma_{bc} =0.60 \times 25 = 15 = 150\text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

***En Acier :**

$$\sigma_s=15 Mt \text{ max ser}(d-x)/I \leq s= [2/3f_e , \text{max } (0.5f_e ,(110 ftj)]$$

$$\sigma_s= 15 \times 0.8 \times 10^5 (18 - 3.84)/8024 = 2355.88\text{kg/cm}$$

FissurationPréjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}$

$\sigma_s = 2355.88\text{kg/cm} \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}$

✓ **En Appuis :**

$$Ma = - 0.962\text{t.m}; As = 2.26 \text{ cm}^2$$

1) Position de l’Axe Neutre :

$$bx^2/2 - 15 As (d-x)=0$$

$$32.5x^2 - 15(2.26)(18-x) = 0$$

$$\rightarrow 32.5x^2 - 610 + 33.9x = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2.84 \quad \Rightarrow X = 4.88 \text{ 2}$$

2) Moment d’inertie :

$$I=bX^3/3+15 As(d-x)^2= 65*4.882/3 +15*2.26 (18-4.88)^2 =5941.12 \text{ cm}^4$$

3) Vérification De Contraintes :***En Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b = 0.60 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.89 \times 10^5 \times 4.882/8024 = 54.14 \text{ kg/cm}^2$$

54.14 < $\sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2$.. Vérifier

***En Acier :**

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max ser}(d-x)/I$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.89 \times 10^5 (18 - 4.882) / 8024 = 2182.51 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_s = 2182.51 \text{ kg/cm} \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

4) Vérification De L'effort Tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$T_u = T_u \text{ max}/b_0 d = 1.542 \times 10^3 / 12 \times 18 = 7.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = \min[0,15 f_{c28} 1.5 ; 4 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.476 \text{ MPa} < \tau_u = 3,75 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5) Espacement Des Armatures :(Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$St < \min (0,9 d, 40 \text{ cm})$$

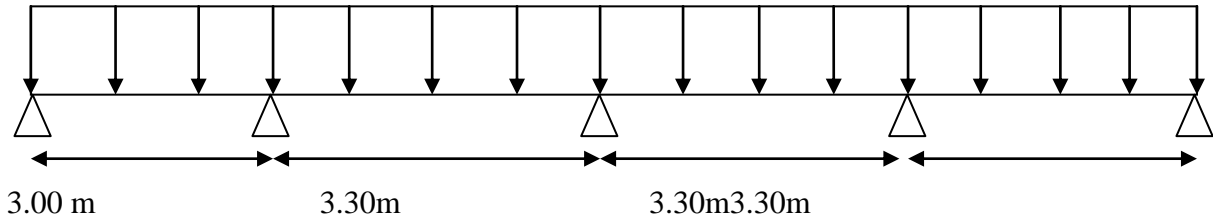
$$St < t_{\min} (16.2 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On adopte $St = 16 \text{ cm}$

Type N° : 02

G = 625 (Kgf/m²)

Q = 100 (Kgf/m²)



Calcul Des Moments:

***à l'ELU :**

$$Q_u = 0.65 (1.35 (G) + 1.5(Q)) = 0.65 (1.35*0.625+1.5*0.1)$$

$$Q_u = 0.645 \text{ t/ml}$$

✓ **En Appui :**

$$Q_u = 0.645 \text{ t/ml}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = (-0.2) QL^2/8$$

$$M_1 = -0.2*0.645*3^2/8$$

$$M_1 = - 0.145 \text{ t.m}$$

$$M_2 = - \frac{(Q_u(L_w) + (0.8L_e))}{8.5(L_w + 0.8L_e)} = - \frac{(0.645(3) + (0.8 \times 3.30))}{8.5(3 + 0.8 \times 3.30)} = - 0.962 \text{ t.m}$$

Appui de Rive	M0 (t.m)	Ma=0.2M0 (t.m)
1	0.541	- 0.145
5	0.654	-0.130

Appui	Lw	Le	Pw	Pe	Ma
d'Intermédiaire					
2	3	3.30	0.645	0.645	-0.130
3	3.30	3.30	0.645	0.645	0.094
4	3.30	3.30	0.645	0.645	0.094

✓ **En Travée :**

$$Q_u = 0.65 (1.35(G) + 1.5(Q)) = 0.65 (1.35*0.625+1.5*0.1)$$

$$Q_u = 0.645 \text{ t/ml}$$

$$M_{1-2} = q_u l x/2 - q_x^2/2 + M_w + [(M_e - M_w) / l]x$$

$$M_{1-2} = (0.645(3)X)/2 - (0.645X^2) / 2 + (-0.145) + [(-0.962+0.145) / 3]x$$

$$M_{1-2} = -0.322x^2 + 0.695x - 0.145$$

$$T_{1-2} = -0.644 * X + 0.695$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow X_1 = 1.079 \text{ m}$$

$$M_t = -0.322 (1.079) + 0.695(1.079) - 0.145$$

$$M_t = 0.257 \text{ t.m}$$

Moment en travée	Mw	Me	qu	L	X	Mt
1-2	-0.145	-0.962	0.645	3	1.079	0.257
2-3	-0.962	-0.962	0.645	3.30	1.64	-0.083
3-4	-0.962	-0.962	0.645	3.30	1.64	-0.083
4-5	-0.962	-0.962	0.645	3.30	1.64	-0.083

✓ **Effort Tranchant :**

$$T_{1-2} = -0.644 * X + 0.695$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T_w = 0.695 \text{ t}$$

$$X = 3 \text{ m} \rightarrow T_e = -1.237 \text{ t}$$

Travée	Qu (t.ml)	L (m)	T (x=0)	T (x=l)
1-2	0.645	3	0.695	- 1.237
2-3	0.645	3.30	1.064	-1.0645
3-4	0.645	3.30	1.064	-1.0645
4-5	0.645	3.30	1.064	-1.0645

* à l'ELS :

$$Q_s = 0.65*(G + Q) = 0.65*(0.625 + 0.1)$$

$$Q_s = 0.471 \text{ t/ml}$$

✓ **En Appui :**

$$Q_s = 0.471 \text{ t/ml}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = (-0.2)$$

$$Q_s L^2 / 8 = -0.2(0.471 \times 3^2) / 8$$

$$M_1 = -0.105 \text{ t.m}$$

Appui de	M0 (t.m)	Ma=0.2M0 (t.m)
1	0.529	-0.105
5	0.641	-0.128

Appui d'Intermédiaire	Lw	Le	Pw	Pe	Ma
2	3	3.30	0.471	0.471	0.083
3	3.30	3.30	0.471	0.471	0.083
4	3.30	3.30	0.471	0.471	0.083

✓ **En Travée :**

$$Q_s = 0.65 \cdot (G + Q) = 0.65 \cdot (0.625 + 0.1)$$

$$Q_s = 0.471 \text{ t/ml}$$

Travée (1-2):

$$M_{1-2} = q_l \cdot x/2 - qx^2/2 + M_w + [(M_e - M_w) / l]x$$

$$M_{1-2} = (0.471 \cdot (3)x)/2 - (0.471 \cdot x^2) / 2 + (-0.105) + [(-0.864 + 0.105) / 3]x$$

$$M_{1-2} = -0.235 \cdot X^2 + 0.4535 \cdot X - 0.105$$

$$T_{1-2} = -0.470 \cdot X + 0.105$$

$$T_{1-2} = 0; \rightarrow X_1 = 0.22 \text{ m}$$

$$M_t = -0.235(0.22)^2 + 0.4535(0.22) - 0.105$$

$$M_t = -0.016 \text{ t.m}$$

Moment en travée	Mw	Me	qu	L	X	Mt
1-2	-0.105	-0.864	0.471	3	0.22	-0.016
2-3	-0.864	-0.864	0.471	3.30	1.11	-0.572
3-4	-0.864	-0.864	0.471	3.30	1.11	-0.572
4-5	-0.864	-0.864	0.471	3.30	1.11	-0.572

✓ **Effort Tranchant :**

$$T_{1-2} = -0.470 \cdot X + 0.105$$

$$X=0 \text{ m} \rightarrow T_{1-2} = +0.105 \text{ t}$$

$$X=3 \text{ m} \rightarrow T_{1-2} = -1.305 \text{ t}$$

Travée	L (m)	Qu (t.ml)	T (x=0)	T (x=l)
1-2	3	0.471	0.105	-1.305
2-3	3.30	0.471	0.523	-1.031
3-4	3.30	0.471	0.523	-1.031
4-5	3.30	0.471	0.523	-1.031

***Ferrailage Des Poutrelles :**

Les Données :

b=65 cm largeur de la table

h=20 cm hauteur totale de la section

b0=12 cm largeur de l'âme

h0=4 cm hauteur de la table de compression Enrobage des armatures

c = c' = 3cm → d = 17cm

fc28 = 25 MPa ; FeE 400, σb = 14,20 MPa ; σs = 348 MPa

Mt max = 0.257t.m

Ma max = 0.083t.m

T max = - 1.305 t

***E.L.U:**

✓ **En Travée :**

Mt max = 0.257t.m

$$M_{TAB} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h/2) = 0.65 \cdot 0.04 \cdot 1420 \cdot (0.18 - 0.01) = 6.27 \text{ tm}$$

Mt = 0.257 < MTab = 6.27t.m.....vérifiée

Nous avons Mu < Mt, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple.

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{25700}{142 \times 65 \times 17 \times 17} = 0,096$$

$$\mu = 0,096 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2 \cdot 0.096}}{0.8} = 0.12$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \cdot 0.12) = 17.13$$

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{25700}{17.13 \times 3480} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12 = 2.26 cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 * 65 * 18 * \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

A_{min} = 1,41 cm² < A_s = 2.26 cm² vérifiée.

✓ **En Appuis :**

La table est tendue elle est négligée et la section à étudier est une section rectangulaire (b₀×h)

Ma max=0.083t.m

$$\mu = M_a / \sigma_b * b_0 * d^2 = 8300 / 142 * 12 * 18^2 = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2 * 0.015}}{0.8} = 0.018$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 * 0.018) = 17.87 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{8300}{17.87 \times 3480} = 0.13 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12 = 2.26 cm²

Condition De Non Fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 * 12 * 18 * \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

A_{min} = 0.26 cm² < A = 2.26 cm² vérifiée

***Vérification à L'ELS:**

✓ **En Travée :**

Mt max=0.257t.m

1-Profondeur De L'axe Neutre :

$bx^2/2 + 15 As'(x-c') - 15 As(d-x) = 0$ avec: $(As' = 0)$.

$bx^2/2 - 15 As(d-x) = 0$

$65/2x^2 - 15x \cdot 2.26(18 - x) = 0$

$32.5x^2 + 33.9x - 610.2 = 0$

$\Delta = 80475.21 ; \sqrt{\Delta} = 283.68$ d'où $x = 3.84\text{cm}$

2)-Moment d'Inertie :

$I = bX^3/3 + 15 As(d-x)^2 = 65(3.84^3)/3 + 15x2.26 (18-3.84)^2 = 8024\text{CN}^4$

3)-Vérification Des Contraintes :

*** En Béton :**

$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b = 0.60 f_{c28}$

$\sigma_{bc} = 0.257 \times 10^5 \times 3.84 / 8024 = 16.29\text{kg/cm}^2$

$\sigma_{bc} = 16.29\text{kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 = 150\text{kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

***En Acier :**

$\sigma_s = 15 M_t \text{ max ser}(d-x)/I \leq s = [2/3f_e , \text{max } (0.5f_e , (110 \text{ ftj})]$

$\sigma_s = 15 \times 0.257 \times 10^5 (18 - 3.84) / 8024 = 6802.94\text{kg/cm}^2$

FissurationPréjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}$

$\sigma_s = 6802.94\text{kg/cm} \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}$

✓ **En Appuis :**

Ma=0.083t.m; As = 2.26 cm²

1) Position de l'Axe Neutre :

$$bx^2/2 - 15 A_s (d-x)=0$$

$$32.5x^2 - 15(2.26)(18-x) = 0$$

$$\rightarrow 32.5x^2 - 610 + 33.9x = 0$$

$$\sqrt{\Delta}=2.84 \quad \Rightarrow X = 4.88 \text{ 2}$$

2) Moment d'inertie :

$$I = bX^3/3 + 15 A_s(d-x)^2 = 65 \cdot 4.882/3 + 15 \cdot 2.26 (18-4.88)^2 = 5941.12 \text{ cm}^4$$

3) Vérification De Contraintes :

***En Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b = 0.60 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.257x \cdot 10^5 \cdot 4.882/8024 = 15.63 \text{ kg/cm}^2$$

15.63 < $\sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2$.. Vérifier

***En Acier :**

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max ser}(d-x)/I$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 0.257 \cdot 10^5 (18 - 4.882) / 8024 = 6302.32 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : **$\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$**

$$\sigma_s = 6302.32 \text{ kg/cm} \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

4) Vérification De L'effort Tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$T_u = T_u \text{ max}/b_0d = 1.542 \cdot 10^3 / 12 \cdot 18 = 7.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = \min[0,15 f_{c28} 1.5 ; 4 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.476 \text{ MPa} < \tau_u = 3,75 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5)Espacement Des Armatures :(Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$St < \min (0,9 d, 40 \text{ cm})$$

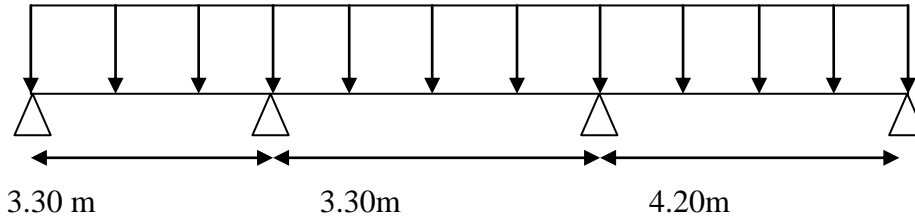
$$St < t_{\min} (16.2 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On adopte $St = 16 \text{ cm}$

Type N° : 03

G = 625 (Kgf/m²)

Q = 100 (Kgf/m²)



• **Calcul Des Moments:**

*à l'ELU :

$$Q_U = 0.65(1.35(G) + 1.5(Q)) = 0.65(1.35 \times 0.625 + 1.5 \times 0.1)$$

Q_U = 0.645t /m

✓ **Appui :**

Q_U = 0.645t /m

$$M_0 = Q_U L^2 / 8$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = (-0.2) Q_U L^2 / 8 = (-0.2) 0.645 (3.30)^2 / 8$$

$$M_1 = -0.175 \text{ t.m}$$

$$M_2 = - \frac{(Q_U(L_w) + (0.8L_e))}{8.5(L_w + 0.8L_e)} = - \frac{(0.645(3.30) + (0.8 \times 3.30))}{8.5(3.30 + 0.8 \times 3.30)} = - 0.962 \text{ t.m}$$

$$M_2 = - 0.962 \text{ t.m}$$

Appui de Rive	M0 (t.m)	Ma= - 0.2M0 (t.m)
1	0.878	-0.1756
4	1.490	-0.2981

Appui d'Intermédiaire	Lw	Le	Pw	Pe	Ma
2	3.30	3.30	0.645	0.645	- 0.962
3	3.30	4.20	0.645	0.645	- 0.962

✓ **En Travée :**

$$Q_u = 0.65 (1.35(G) + 1.5(Q)) = 0.65 (1.35*0.625 + 1.5*0.1)$$

$$Q_u = 0.645 \text{ t/ml}$$

$$M_{1-2} = q_u l x / 2 - q x^2 / 2 + M_w + [(M_e - M_w) / l] x$$

$$M_{1-2} = (0.645(3.30)x) / 2 - (0.645x^2) / 2 + (-0.145) + [(- 0.962 + 0.145) / 3.30] x$$

$$M_{1-2} = - 0.322x^2 + 0.914x - 0.145$$

$$T_{1-2} = -0.644 * X + 0.914$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow X_1 = 1.41 \text{ m}$$

$$M_t = -0.322 (1.41) + 0.914(1.41) - 0.145$$

$$M_t = 0.771 \text{ t.m}$$

Moment en travée	Mw	Me	qu	L	X(m)	Mt(tm)
1-2	-0.145	- 0.962	0.645	3.30	1.41	0.771
2-3	-0.145	- 0.962	0.645	3.30	1.41	0.771
3-4	-0.145	- 0.962	0.645	4.20	1.809	0.89

✓ **Effort Tranchant :**

$$T_{1-2} = -0.644 * X + 0.914$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T_w = 0.914 \text{ t}$$

$$X = 3.30 \text{ m} \rightarrow T_e = -1.214 \text{ t}$$

Travée	Qu (t.ml)	L (m)	T (x=0)	T (x=l)
3-4	0.645	3.30	0.914	-1.214
4-5	0.645	3.30	0.914	-1.214
5-6	0.645	4.20	1.167	1.542

***à l'ELS :**

$$Q_s = 0.65 \cdot (G + Q) = 0.65 \cdot (0.625 + 0.1)$$

$$Q_s = 0.471 \text{ t/ml}$$

***En Appui :**

$$Q_s = 0.471 \text{ t/ml}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = (-0.2) Q_s L^2 / 8 = -0.2(0.471 \times 3.30^2) / 8$$

$$M_1 = -0.128 \text{ t.m}$$

Appui de Rive	M0 (t.m)	Ma=0.2M0 (t.m)
1	0.641	-0.128
4	0.038	-0.0076

Appui d'Intermédiaire	Lw	Le	Pw	Pe	Ma
2	3.30	3.30	0.471	0.471	-0.128
3	3.30	4.20	0.471	0.471	-0.2077

✓ **En Travée :**

$$Q_s = 0.65 \cdot (G + Q) = 0.65 \cdot (0.625 + 0.1)$$

$$Q_s = 0.471 \text{ t/ml}$$

***/Travée (1-2):**

$$M_{1-2} = q_l x / 2 - q x^2 / 2 + M_w + [(M_e - M_w) / l] x$$

$$M_{1-2} = (0.471 (3.30)x) / 2 - (0.471 x^2) / 2 + (-0.105) + [(-0.864 + 0.105) / 3.30] x$$

$$M_{1-2} = -0.235 \cdot X^2 + 0.523X - 0.105$$

$$T_{1-2} = -0.470 \cdot X + 0.523$$

$$T_{1-2} = 0; \rightarrow X_1 = 0.11 \text{ m}$$

$$M_t = -0.235(0.11)^2 + 0.523(0.11) - 0.105$$

$$M_t = -0.572t.m$$

Moment en travée	Mw	Me	qu	L	X	Mt
1-2	-0.864	-0.864	0.471	3.30	1.11	-0.572
2-3	-0.864	-0.864	0.471	3.30	1.11	-0.572
3-4	-0.864	-0.0076	0.471	4.20	1.66	-0.206

✓ Effort Tranchant :

$$T_{1-2} = -0.470 \cdot X + 0.523$$

$$X=0 \text{ m} \rightarrow T_{1-2} = +0.523 \text{ t}$$

$$X=3.30 \text{ m} \rightarrow T_{1-2} = -1.031 \text{ t}$$

Travée	Qu (t.ml)	L (m)	T (x=0)	T (x=l)
3-4	0.471	3.30	0.523	-1.031
4-5	0.471	3.30	0.523	-1.031
5-6	0.471	4.20	-0.786	1.192

*Ferrailage Des Poutrelles :

Les Données :

b=65 cm largeur de la table

h=20 cm hauteur totale de la section

b0=12 cm largeur de l'âme

h0=4 cm hauteur de la table de compression

Enrobage des armatures $c = c' = 3 \text{ cm} \rightarrow d = 17 \text{ cm}$

fc28 = 25 MPa ; FeE400 , $\sigma_b = 14,20 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$M_t \text{ max} = +0.89t.m$$

$$M_a \text{ max} = -0.962t.m$$

$$T_{\text{max}} = 1.542t$$

***E.L.U:**

✓ **En Travée :**

Mt max = 0.89t.m

$$M_{TAB} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h/2) = 0.65 \cdot 0.04 \cdot 1420 \cdot (0.17 - 0.02) = 5.54 \text{ tm}$$

Mt = 0.89t.m < MTab = 5.54 t.m.....vérifiée.

Nous avons Mu < Mt, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple. (b×h) = (65×20) cm²

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{89000}{142 \cdot 65 \cdot 17 \cdot 17} = 0,033$$

μ = 0,033 < μR = 0,392(As'=0)

$$\alpha = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2 \cdot 0.033}}{0.8} = 0.041$$

Z = d(1 - 0.4α) = 17(1 - 0.4 * 0.041) = 16.72

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{89000}{16.72 \cdot 3480} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12 = 2.26 cm2

Condition De Non Fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 65 \cdot 17 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2.$$

Amin = 1,33 cm² < As = 2.26 cmvérifiée.

✓ **En Appuis :**

La table est tendue elle est négligée et la section à étudier est une section rectangulaire (b0×h)

Ma max = - 0.962t.m

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{96200}{142 \cdot 12 \cdot 17^2} = 0,19$$

μ = 0,19 < μR = 0,392(As'=0)

$$\alpha = \frac{-1 \pm \sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{-1 \pm \sqrt{1-2*0.19}}{0.8} = 0.26$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17(1 - 0.4*0.26) = 15.23\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{96200}{15.23*3480} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12 = 2.26 cm²

Condition De Non Fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23*b*d*\frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23*12*17*\frac{2.1}{400} = 0.246\text{cm}^2$$

A_{min} = 0.246 cm² < A = 2.26 cm²vérifiée

***Vérification à L'ELS :**

✓ **En Travée :**

Mt max= 0.475 t.m

1)-Profondeur De l'Axe Neutre :

$$bx^2/2 + 15 A_s'(x-c') - 15 A_s(d-x) = 0 \quad \text{avec: } (A_s' = 0).$$

$$bx^2/2 - 15 A_s(d-x) = 0$$

$$65/2x^2 - 15x * 2.26(18 - x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 610.2 = 0$$

$$\Delta = 80475.21 ; \sqrt{\Delta} = 283.68 \quad \text{d'où } x = 3.84\text{cm}$$

2)-Moment d'Inertie :

$$I = bX^3/3 + 15 A_s(d-x)^2 = 65(3.84^3)/3 + 15*2.26 (18-3.84)^2 = 8024\text{CN}^4$$

3)-Vérification Des Contraintes :

*** En Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b = 0.60 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.89 \times 10^5 \times 3.84/8024 = 42.59\text{kg/cm}^2$$

$\sigma_{bc} = 42.59\text{kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 = 150\text{kg/cm}^2$ condition vérifiée

* En Acier :

$$\sigma_s = 15 \text{ Mt max ser}(d-x)/I \leq s = [2/3f_e, \max(0.5f_e, (110 f_t))]]$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.89 \times 10^5 (18 - 3.84) / 8024 = 2355.88 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}$

$$\sigma_s = 2355.88 \text{ kg/cm} \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}$$

✓ En Appuis : $M_a = -0.962 \text{ t.m}$; $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

1) Position de l'Axe Neutre :

$$bx^2/2 - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$32.5x^2 - 15(2.26)(18-x) = 0$$

$$\rightarrow 32.5x^2 - 610 + 33.9x = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2.84 \quad \Rightarrow X = 4.88 \text{ 2}$$

2) Moment d'inertie :

$$I = bX^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 65 \times 4.882/3 + 15 \times 2.26 (18 - 4.88)^2 = 5941.12 \text{ cm}^4$$

3) Vérification De Contraintes :

*En Béton :

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b = 0.60 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.89 \times 10^5 \times 4.882 / 8024 = 54.14 \text{ kg/cm}^2$$

54.14 < $\sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2$.. Vérifier

*En Acier :

$$\sigma_s = 15 \text{ Mt max ser}(d-x)/I$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.89 \times 10^5 (18 - 4.882) / 8024 = 2182.51 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_s = 2182.51 \text{ kg/cm} \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

4) Vérification De L'effort Tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$T_u = T_u \text{ max} / b_0 d = 1.542 \times 10^3 / 12 \times 18 = 7.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = \min[0,15 f_{c28} 1.5 ; 4 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.476 \text{ MPa} < \tau_u = 3,75 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5)Espacement Des Armatures :(Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$St < \min (0,9 d, 40 \text{ cm})$

$St < \min (16.2 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$

On adopte $St = 16 \text{ cm}$

V-2-Plancher Etage Courant (corps creux) :

Type N° : 01

G = 538 (Kgf/m²)

Q = 250 (Kgf/m²)

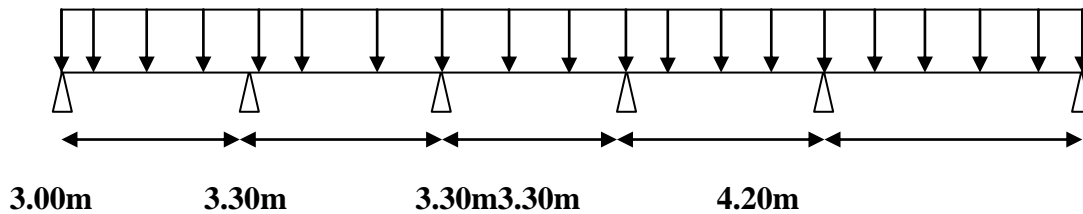


Schéma statique de calcul

Calcul des Moments:

*à l'ELU :

$$Q_u = 0.65 (1.35 (0.7 \cdot G) + 1.5(Q))$$

$$= 0.65 (1.35 \cdot 0.7 \cdot 0.538 + 1.5 \cdot 0.25)$$

$$Q_u = 0.574 \text{ t/ml}$$

✓ en Appui :

$$Q_u = 0.574 \text{ t/ml}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = (-0.2) Q_u L^2 / 8 = (-0.2) 0.574 (3)^2 / 8$$

$$M_1 = - 0.146 \text{ t.m}$$

$$M_2 = - \frac{(Q_u(L_w)^3 + (0.8L_e)^3)}{8.5(L_w + 0.8L_e)} = - \frac{(0.574(3)^3 + (0.8 \times 3.30)^3)}{8.5(3 + 0.8 \times 3.30)} = - 0.387 \text{ t.m}$$

$$M_2 = - 0.387 \text{ t.m}$$

Appui de Rive	M0 (t.m)	Ma=-0.2M0 (t.m)
1	0.645	-0.129
6	1.26	-0.253

Appui d'Intermédiaire	Lw	Le	Pw	Pe	Ma
2	3	3.30	0.574	0.574	- 0.387
3	3.30	3.30	0.574	0.574	-0.772
4	3.30	3.30	0.574	0.574	-0.772
5	3.30	4.20	0.574	0.574	-1.864

✓ en travée :

$$Q_u = 0.65 (1.35(G) + 1.5(Q))$$

$$= 0.65 (1.35 \cdot 0.538 + 1.5 \cdot 0.25)$$

$$Q_u = 0.715 \text{ t/ml}$$

$$M_{1-2} = q_u l x / 2 - q x^2 / 2 + M_w + [(M_e - M_w) / l] x$$

$$M_{1-2} = (0.715(3)X) / 2 - (0.715X^2) / 2 + (-0.146) + [(- 0.387 + 0.146) / 3] x$$

$$M_{1-2} = - 0.357x^2 + 0.99x - 0.146$$

$$T_{1-2} = -0.178X + 0.99$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow X_1 = 0.179 \text{ m}$$

$$M_t = -0.357 (0.178) + 0.99(0.178) - 0.146$$

$$M_t = -0.033 \text{ t.m}$$

Moment en travée	Mw	Me	Qu	L	X	Mt
1-2	-0.146	-0.387	0.715	3	0.179	-0.033
2-3	-0.387	-0.772	0.715	3.30	0.119	-0.265
3-4	-0.772	-0.772	0.715	3.30	0.119	-0.265
4-5	-0.772	-1.864	0.715	3.30	0.119	-0.265
5-6	-1.864	-1.864	0.715	4.20	0.084	-1.746

✓ Effort Tranchant :

$$T_{1-2} = -0.178X + 0.99$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T_{1-2} = + 0.99 \text{ t}$$

$$X = 3 \text{ m} \rightarrow T_{1-2} = 0.456 \text{ t}$$

Travée	Qu (t.ml)	L (m)	T (x=0)	T (x=l)
1-2	0.715	3	+ 0.99	0.456
2-3	0.715	3.30	1.06	-0.640
3-4	0.715	3.30	1.06	-0.640
4-5	0.715	3.30	1.06	-0.640
5-6	0.715	4.20	1.501	2.034

*à l'ELS :

$$Q_s = 0.65 \cdot (0.7 \cdot G + Q)$$

$$= 0.65 \cdot (0.7 \cdot 0.538 + 0.25)$$

$$Q_s = 0.407 \text{ t/ml}$$

✓ En Appui :

$$Q_s = 0.407 \text{ t/ml}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = (-0.2) \cdot Q_u L^2 / 8 = (-0.2) \cdot 0.407 (3)^2 / 8$$

$$M_1 = -0.091 \text{ t.m}$$

Appui de Rive	M0 (t.m)	Ma=-0.2M0 (t.m)
1	0.457	-0.091
6	0.897	-0.179

Appui d'Intermédiaire	Lw	Le	Pw	Pe	Ma
2	3	3.30	0.407	0.407	-0.741
3	3.30	3.30	0.407	0.407	-0.773
4	3.30	3.30	0.407	0.407	-0.773
5	3.30	4.20	0.407	0.407	-1.159

✓ **En Travée :**

$$Q_s = 0.65 \cdot (G + Q)$$

$$= 0.65 \cdot (0.538 + 0.25)$$

$$Q_s = 0.512 \text{ t/ml}$$

***Travée (1-2):**

$$M_{1-2} = q_l \cdot x/2 - q_x^2/2 + M_w + [(M_e - M_w) / l] \cdot x$$

$$M_{1-2} = (0.512 \cdot (3)X)/2 - (0.512 \cdot X^2) / 2 + (-0.091) + [(-0.864 + 0.091) / 3] \cdot x$$

$$M_{1-2} = -0.256X^2 + 0.510X - 0.091$$

$$T_{1-2} = -0.512X + 0.091$$

$$T_{1-2} = 0; \rightarrow X_1 = 0.17\text{m}$$

$$M_t = -0.256(0.17)^2 + 0.510(0.17) - 0.091$$

$$M_t = 0.011\text{t.m}$$

Moment en travée	Mw	Me	Qu	L	X	Mt
1-2	-0.091	-0.741	0.512	3	0.17	0.011
2-3	-0.741	-0.773	0.512	3.30	0.78	0.259
3-4	-0.773	-0.773	0.512	3.30	0.78	0.259
4-5	-0.773	-1.159	0.512	3.30	0.78	0.259
5-6	-1.159	-0.179	0.512	4.20	0.583	0.333

✓ Effort Tranchant :

$$T_{1-2} = -0.512 \cdot X + 0.091$$

$$X=0 \text{ m} \rightarrow T_{1-2} = +0.512$$

$$X=3 \text{ m} \rightarrow T_{1-2} = -1.445$$

Travée	Qu (t.ml)	L (m)	T (x=0)	T (x=l)
1-2	1.159	3	0.091	-1.445
2-3	1.159	3.30	0.6488	-1.040
3-4	1.159	3.30	0.6488	-1.040
4-5	1.159	3.30	0.6488	-1.040
5-6	-1.159	4.20	0.877	-1.273

* Ferrailage Des Poutrelles :

Les Données :

b = 65 cm largeur de la table

h = 20 cm hauteur totale de la section

b0 = 12 cm largeur de l'âme

h0 = 4 cm hauteur de la table de compression Enrobage des armatures

c = c' = 3 cm → d = 17 cm

fc28 = 25 MPA ; FeE400 , σb = 14,20 MPA ; σs = 348 MPA

$$M_t \max = -1.746t.m$$

$$M_a \max = -1.864t.m$$

$$T_{\max} = 2.034 t$$

***E.L.U:**

✓ **En Travée :**

$$M_t \max = -1.746 t.m$$

$$M_{TAB} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h / 2) = 0.65 \cdot 0.04 \cdot 1420 \cdot (0.18 - 0.01) = 6.27 \text{ tm}$$

$$M_t = 1.746 < M_{TAB} = 6.27 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Nous avons $M_u < M_t$, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{174600}{142 \times 65 \times 18^2} = 0,058$$

$$\mu = 0,058 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2 \cdot 0.058}}{0.8} = 0.74$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \cdot 0.12) = 12.67$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{17460}{12.67 \times 3480} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12 = 2.26 cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **En Appuis :**

La table est tendue elle est négligée et la section à étudier est une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a \max = 1.864t.m$$

$$\mu = Ma / \sigma b \cdot b_0 \cdot d^2 = 186400 / 142 \cdot 12 \cdot 18^2 = 0,33$$

$$\mu = 0,33 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s^? = 0)$$

$$\alpha = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2 \cdot 0.33}}{0.8} = 0.52$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 (1 - 0.4 \cdot 0.52) = 14.25 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{18640}{14.25 \cdot 3480} = 0.36 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12 = 2.26 cm²

Condition De Non Fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

*** Vérification à L'ELS:**

✓ **En Travée :**

Mt max=1.746t.m

1-Profondeur De L'axe Neutre :

$$bx^2/2 + 15 A_s'(x-c') - 15 A_s(d-x) = 0 \quad \text{avec: } (A_s^? = 0).$$

$$bx^2/2 - 15 A_s(d-x) = 0$$

$$65/2x^2 - 15x \cdot 2.26(18 - x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 610.2 = 0$$

$$\Delta = 80475.21 ; \sqrt{\Delta} = 283.68 \quad \text{d'où } x = 3.84 \text{ cm}$$

2)-Moment d'Inertie :

$$I = bX^3/3 + 15 A_s(d-x)^2 = 65(3.84^3)/3 + 15 \cdot 2.26 (18 - 3.84)^2 = 8024 \text{ CN}^4$$

3)-Vérification Des Contraintes :

***En Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b = 0.60 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 1.746 \times 10^5 \times 3.84/8024 = 83.55 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 83.55 \text{kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 = 150 \text{kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

***En Acier :**

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max ser } (d-x)/I \leq s = [2/3 f_e , \text{max } (0.5 f_e , (110 f_t j))]$$

$$\sigma_s = 15 \times 1.746 \times 10^5 (18 - 3.84)/8024 = 4621.76 \text{kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}$

$$\sigma_s = 4621.76 \text{kg/cm} \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}$$

✓ **En Appuis :**

$$M_a = -1.864 \text{t.m} ; A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

1) Position de l'Axe Neutre :

$$bx^2/2 - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$32.5x^2 - 15(2.26)(18-x) = 0$$

$$\rightarrow 32.5x^2 - 610 + 33.9x = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2.84 \Rightarrow X = 4.88 \text{ 2}$$

2) Moment d'inertie :

$$I = bX^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 65 \times 4.882/3 + 15 \times 2.26 (18 - 4.88)^2 = 5941.12 \text{ cm}^4$$

3) Vérification De Contraintes :

***En Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b = 0.60 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 1.86 \times 10^5 \times 4.882/8024 = 11.34 \text{ kg/cm}^2$$

11.34 < $\sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2$Vérifier

***En Acier :**

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max ser}(d-x)/I$$

$$\sigma_s = 15 \times 1.86 \times 10^5 (18 - 4.882)/8024 = 4561.21 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_s = 4561.21 \text{ kg/cm} \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

4) Vérification De L'effort Tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$T_u = T_u \text{ max}/b_0 d = 2.034 \times 10^3 / 12 \times 18 = 9.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = \min [0,15 f_{c28} 1.5 ; 4 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.941 \text{ MPa} < \tau_u = 3,75 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5) Espacement Des Armatures :(Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$S_t < \min (0,9 d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t < t_{\min} (16.2 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On adopte **S_t =16 cm**

Type N°:2

$G = 538 \text{ (Kgf/m}^2\text{)}$

$Q = 250 \text{ (Kgf/m}^2\text{)}$

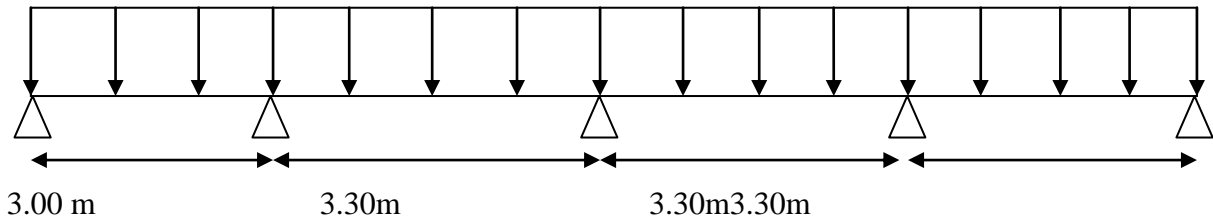


Schéma statique de calcul

Calcul des Moments:

***à l'ELU :**

$Q_u = 0.65 (1.35 (0.7 \cdot G) + 1.5(Q))$

$= 0.65 (1.35 \cdot 0.7 \cdot 0.538 + 1.5 \cdot 0.25)$

$Q_u = 0.574 \text{ t/ml}$

✓ **en Appui :**

$Q_u = 0.574 \text{ t/ml}$

$M_1 = (-0.2) M_0 = (-0.2) Q_u L^2 / 8 = (-0.2) 0.574 (3)^2 / 8$

$M_1 = -0.146 \text{ t.m}$

$M_2 = - \frac{(Q_u(Lw)^3 + (0.8Le)^3)}{8.5(Lw + 0.8Le)} = - \frac{(0.574(3)^3 + (0.8 \times 3.30)^3)}{8.5(3 + 0.8 \times 3.30)} = - 0.387 \text{ t.m}$

$M_2 = - 0.387 \text{ t.m}$

Appui de Rive	M0 (t.m)	Ma=0.2M0 (t.m)
1	0.645	-0.129
5	1.26	-0.253

Appui d'Intermédiaire	Lw	Le	Pw	Pe	Ma
2	3	3.30	0.574	0.574	- 0.387
3	3.30	3.30	0.574	0.574	-0.772
4	3.30	3.30	0.574	0.574	-0.772

✓ en Travée :

$$Q_u = 0.65 (1.35(G) + 1.5(Q))$$

$$= 0.65 (1.35 \cdot 0.538 + 1.5 \cdot 0.25)$$

$$Q_u = 0.715 \text{ t/ml}$$

$$M_{1-2} = q_u l x / 2 - q x^2 / 2 + M_w + [(M_e - M_w) / l] x$$

$$M_{1-2} = (0.715(3)X) / 2 - (0.715X^2) / 2 + (-0.146) + [(- 0.387 + 0.146) / 3] x$$

$$M_{1-2} = - 0.357x^2 + 0.99x - 0.146$$

$$T_{1-2} = -0.178X + 0.99$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow X_1 = 0.179 \text{ m}$$

$$M_t = -0.357 (0.178) + 0.99(0.178) - 0.146$$

$$M_t = -0.033 \text{ t.m}$$

Moment en travée	Mw	Me	qu	L	X	Mt
1-2	-0.146	-0.387	0.715	3	0.179	-0.033
2-3	-0.387	-0.772	0.715	3.30	0.119	-0.265
3-4	-0.772	-0.772	0.715	3.30	0.119	-0.265
4-5	-0.772	-1.864	0.715	3.30	0.119	-0.265

✓ Effort Tranchant :

$$T_{1-2} = -0.178X + 0.99$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T_{1-2} = + 0.99 \text{ t}$$

$$X = 3 \text{ m} \rightarrow T_{1-2} = 0.456 \text{ t}$$

Travée	Qu (t.ml)	L (m)	T (x=0)	T (x=l)
1-2	0.715	3	+ 0.99	0.456
2-3	0.715	3.30	1.06	-0.640
3-4	0.715	3.30	1.06	-0.640
4-5	0.715	3.30	1.06	-0.640

*à l'ELS :

✓ en Appui :

$$Q_s = 0.538 \text{ t/ml}$$

$$Q_s = 0.65 * (0.7 * G + Q)$$

$$= 0.65 * (0.7 * 0.538 + 0.25)$$

$$Q_s = 0.407 \text{ t/ml}$$

✓ **En Appui :**

$$Q_s = 0.407 \text{ t/ml}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = (-0.2) Q_u L^2 / 8 = (-0.2) 0.407 (3)^2 / 8$$

$$M_1 = -0.091 \text{ t.m}$$

Appui de Rive	M0 (t.m)	Ma=-0.2M0 (t.m)
1	0.457	-0.091
6	0.897	-0.179

Appui d'Intermédiaire	Lw	Le	Pw	Pe	Ma
2	3	3.30	0.407	0.407	-0.741
3	3.30	3.30	0.407	0.407	-0.773
4	3.30	3.30	0.407	0.407	-0.773

***En Travée :**

$$Q_s = 0.65 * (G + Q)$$

$$= 0.65 * (0.538 + 0.25)$$

$$Q_s = 0.512 \text{ t/ml}$$

***Travée (1-2) :**

$$M_{1-2} = q_l x / 2 - q x^2 / 2 + M_w + [(M_e - M_w) / l] x$$

$$M_{1-2} = (0.512 (3)X) / 2 - (0.512 X^2) / 2 + (-0.091) + [(-0.864 + 0.091) / 3] x$$

$$M_{1-2} = -0.256X^2 + 0.510X - 0.091$$

$$T_{1-2} = -0.512X + 0.091$$

$$T_{1-2} = 0; \rightarrow X1 = 0.17m$$

$$M_t = - 0.256(0.17)^2 + 0.510(0.17) - 0.091$$

$$M_t = 0.011t.m$$

Moment en travée	Mw	Me	Qu	L	X	Mt
1-2	-0.091	-0.741	0.512	3	0.17	0.011
2-3	-0.741	-0.773	0.512	3.30	0.78	0.259
3-4	-0.773	-0.773	0.512	3.30	0.78	0.259
4-5	-0.773	-1.159	0.512	3.30	0.78	0.259

✓ **Effort Tranchant :**

$$T_{1-2} = - 0.512* X + 0.091$$

$$X=0 m \rightarrow T_{1-2} = + 0.512$$

$$X=3m \rightarrow T_{1-2} = - 1.445$$

Travée	Qu (t.ml)	L (m)	T (x=0)	T (x=l)
1-2	1.159	3	0.091	- 1.445
2-3	1.159	3.30	0.6488	-1.040
3-4	1.159	3.30	0.6488	-1.040
4-5	1.159	3.30	0.6488	-1.040

* **Ferraillage Des Poutrelles :**

Les Données :

b = 65 cm largeur de la table

h = 20 cm hauteur totale de la section

b0 = 12 cm largeur de l'âme

h0 = 4 cm hauteur de la table de compression Enrobage des armatures

$$c = c' = 3 \text{ cm} \rightarrow d = 17 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{eE400} , \sigma_b = 14,20 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{t \text{ max}} = -0.265 \text{ t.m}$$

$$M_{a \text{ max}} = -0.773 \text{ t.m}$$

$$T_{\text{max}} = 1.06 \text{ t}$$

***E.L.U:**

✓ **En Travée :**

$$M_{t \text{ max}} = -0.265 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{TAB}} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h / 2) = 0.65 \cdot 0.04 \cdot 1420 \cdot (0.18 - 0.01) = 6.27 \text{ tm}$$

$$M_t = -0.265 < M_{\text{Tab}} = 6.27 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Nous avons $M_u < M_t$, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple.

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{26500}{142 \times 65 \times 18^2} = 0,0088$$

$$\mu = 0,0088 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0088}}{0.8} = 0.011$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \cdot 0.011) = 17.92$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{26500}{17.92 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12 = 2.26 cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

✓ **En Appuis :**

La table est tendue elle est négligée et la section à étudier est une section rectangulaire (b0×h)

$M_a \text{ max} = -0,773t.m$

$\mu = M_a / \sigma b \cdot b_0 \cdot d^2 = 77300 / 142 \cdot 12 \cdot 18^2 = 0,14$

$\mu = 0,14 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$

$$\alpha = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2 \cdot 0,14}}{0,8} = 0,18$$

$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 18 (1 - 0,4 \cdot 0,18) = 16,70 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{77300}{16,70 \cdot 3480} = 1,33 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12 = 2.26 cm²

Condition De Non Fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A = 2,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

***Vérification à L'ELS:**

✓ **En Travée :**

$M_t \text{ max} = -0,265t.m$

1-Profondeur De L'axe Neutre :

$b x^2 / 2 + 15 A_s' (x - c') - 15 A_s (d - x) = 0$ avec: $(A_s' = 0)$.

$b x^2 / 2 - 15 A_s (d - x) = 0$

$65 / 2 x^2 - 15 x \cdot 2,26 (18 - x) = 0$

$$32.5x^2+33.9x-610.2 =0$$

$$\Delta= 80475.21 ; \sqrt{\Delta}=283.68 \quad \text{d'où } x = 3.84\text{cm}$$

2)-Moment d’Inertie :

$$I=bX^3/3+15 As(d-x)^2= 65(3.84^3)/3 +15x2.26 (18-3.84)^2 =8024\text{CN}^4$$

3)-Vérification Des Contraintes :

*** En Béton :**

$$\sigma_{bc}= Mt \text{ ser } x/I_b=0.60 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.265 \times 10^5 \times 3.84/8024 = 12.68\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} =12.68\text{kg/cm}^2 < \sigma_{bc} =0.60 \times 25 =15 =150\text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

*** En Acier :**

$$\sigma_s=15 Mt \text{ max ser}(d-x)/I \leq s = [2/3f_e , \text{max } (0.5f_e ,(110 \text{ ftj})]$$

$$\sigma_s= 15 \times 0.265 \times 10^5 (18 - 3.84)/8024 =701.470\text{kg/cm}^2$$

FissurationPréjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}$

$\sigma_s = 701.470\text{kg/cm} \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}$

✓ **En Appuis :**

$$Ma=-0.773\text{t.m} ; As = 2.26 \text{ cm}^2$$

1) Position de l’Axe Neutre :

$$bx^2/2 - 15 As (d-x)=0$$

$$32.5x^2-15(2.26)(18-x) = 0$$

$$\rightarrow 32.5x^2-610 +33.9x = 0$$

$$\sqrt{\Delta}=2.84 \quad \Rightarrow X = 4.88 \text{ 2}$$

2) Moment d'inertie :

$$I = bX^3/3 + 15 A_s(d-x)^2 = 65 \cdot 4.882^3/3 + 15 \cdot 2.26 (18 - 4.88)^2 = 5941.12 \text{ cm}^4$$

3) Vérification De Contraintes :

***En Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b = 0.60 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.773 \times 10^5 \times 4.882 / 8024 = 47.03 \text{ kg/cm}^2$$

47.03 < $\sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2$ Vérifier

***En Acier :**

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max ser}(d-x) / I$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.773 \times 10^5 (18 - 4.882) / 8024 = 1895.60 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_s = 1895.60 \text{ kg/cm} \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

4) Vérification De L'effort Tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$\tau_u = T_u \text{ max} / b_0 d = 1.06 \times 10^3 / 12 \times 18 = 4.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = \min [0,15 f_{c28} 1.5 ; 4 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.490 \text{ MPa} < \tau_u = 3,75 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5) Espacement Des Armatures :(Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$St < \min (0,9 d, 40 \text{ cm})$$

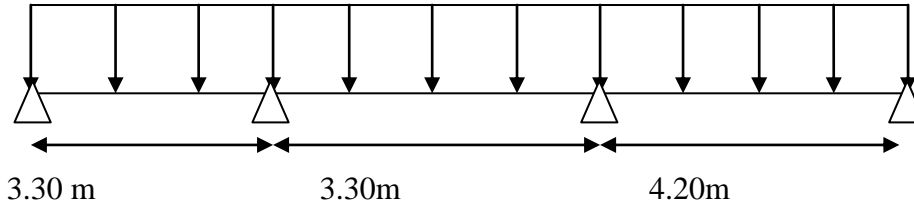
$$St < \min (16.2 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On adopte **St =16 cm**

Type N° : 03

G = 538 (Kgf/m²)

Q = 250 (Kgf/m²)



Calcul des Moments:

✓ à l'ELU :

$$Q_u = 0.65 (1.35 (0.7 \cdot G) + 1.5(Q))$$

$$= 0.65 (1.35 \cdot 0.7 \cdot 0.538 + 1.5 \cdot 0.25)$$

$$Q_u = 0.574 \text{ t/ml}$$

✓ en Appui :

$$Q_u = 0.574 \text{ t/ml}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = (-0.2) Q_u L^2 / 8 = (-0.2) 0.574 (3.30)^2 / 8$$

$$M_1 = -0.146 \text{ t.m}$$

$$M_2 = - \frac{(Q_u(L_w)^3 + (0.8L_e)^3)}{8.5(L_w + 0.8L_e)} = - \frac{(0.574(3)^3 + (0.8 \times 3.30)^3)}{8.5(3.30 + 0.8 \times 3.30)} = -0.156 \text{ t.m}$$

$$M_2 = -0.156 \text{ t.m}$$

Appui de Rive	M ₀ (t.m)	Ma=0.2M ₀ (t.m)
1	0.781	-0.156
4	1.26	-0.253

Appui d'Intermédiaire	Lw	Le	Pw	Pe	Ma
2	3.30	3.30	0.574	0.574	-0.772
3	3.30	3.30	0.574	0.574	-0.772
4	3.30	4.20	0.574	0.574	-1.864

✓ en travée :

$$Q_u = 0.65 (1.35(G) + 1.5(Q))$$

$$= 0.65 (1.35 \cdot 0.538 + 1.5 \cdot 0.25)$$

$$Q_u = 0.715 \text{ t/ml}$$

$$M_{1-2} = q_u l x / 2 - q x^2 / 2 + M_w + [(M_e - M_w) / l] x$$

$$M_{1-2} = (0.715(3.30)X) / 2 - (0.715X^2) / 2 + (-0.146) + [(-0.387 + 0.146) / 3.30] x$$

$$M_{1-2} = -0.357x^2 + 1.06x - 0.146$$

$$T_{1-2} = -0.178X + 1.06$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow X_1 = 0.119 \text{ m}$$

$$M_t = -0.357 (0.119) + 1.06 (0.119) - 0.146$$

$$M_t = -0.265 \text{ t.m}$$

Moment en travée	Mw	Me	Qu	L	X	Mt
1-2	-0.772	-0.772	0.715	3.30	0.119	-0.265
2-3	-0.772	-1.864	0.715	3.30	0.119	-0.265
3-4	-1.864	-1.864	0.715	4.20	0.084	-1.746

✓ Effort Tranchant :

$$T_{1-2} = -0.178X + 1.06$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T_{1-2} = +1.06 \text{ t} , \quad X = 3.30 \text{ m} \rightarrow T_{1-2} = -0.640 \text{ t}$$

Travée	Qu (t.ml)	L (m)	T (x=0)	T (x=l)
1-2	0.715	3.30	1.06	-0.640
2-3	0.715	3.30	1.06	-0.640
3-4	0.715	4.20	1.501	2.034

*à l'ELS :

$$Q_s = 0.65 \cdot (0.7 \cdot G + Q)$$

$$= 0.65 \cdot (0.7 \cdot 0.538 + 0.25)$$

$$Q_s = 0.407 \text{ t/ml}$$

✓ **En Appui :**

$$Q_s = 0.407 \text{ t/ml}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = (-0.2) \cdot Q_u L^2 / 8 = (-0.2) \cdot 0.407 \cdot (3.30)^2 / 8$$

$$M_1 = -0.091 \text{ t.m}$$

Appui de Rive	M0 (t.m)	Ma=-0.2M0 (t.m)
1	0.55	-0.11
4	0.897	-0.179

Appui d'Intermédiaire	Lw	Le	Pw	Pe	Ma
2	3.30	3.30	0.407	0.407	-0.773
3	3.30	4.20	0.407	0.407	-1.159

✓ **En Travée :**

$$Q_s = 0.65 \cdot (G + Q)$$

$$= 0.65 \cdot (0.538 + 0.25)$$

$$Q_s = 0.512 \text{ t/ml}$$

***Travée (1-2) :**

$$M_{1-2} = q_l \cdot x/2 - q \cdot x^2/2 + M_w + [(M_e - M_w) / l] \cdot x$$

$$M_{1-2} = (0.512 \cdot (3.30)X) / 2 - (0.512 \cdot X^2) / 2 + (-0.091) + [(-0.864 + 0.091) / 3.30]X$$

$$M_{1-2} = -0.256X^2 + 0.6488X - 0.091$$

$$T_{1-2} = -0.512X + 0.6488$$

$$T_{1-2} = 0; \rightarrow X_1 = 0.78\text{m}$$

$$M_t = -0.256(0.78)^2 + 0.6488(0.78) - 0.091$$

$$M_t = 0.259 \text{ t.m}$$

Moment en travée	Mw	Me	Qu	L	X	Mt
1-2	-0.773	-0.773	0.512	3.30	0.78	0.259
2-3	-0.773	-1.159	0.512	3.30	0.78	0.259
3-4	-1.159	-0.179	0.512	4.20	0.583	0.333

✓ **Effort Tranchant :**

$$T_{1-2} = -0.512X + 0.6488$$

$$X=0 \text{ m} \rightarrow T_{1-2} = +0.6488$$

$$X=3.30\text{m} \rightarrow T_{1-2} = -1.040$$

Travée	Qu (t.ml)	L (m)	T (x=0)	T (x=l)
3-4	1.159	3.30	0.6488	-1.040
4-5	1.159	3.30	0.6488	-1.040
5-6	-1.159	4.20	0.877	-1.273

*** Ferrailage Des Poutrelles :**

Les Données :

b = 65 cm largeur de la table

h = 20 cm hauteur totale de la section

b0 = 12 cm largeur de l'âme

h0 = 4 cm hauteur de la table de compression Enrobage des armatures

c = c' = 3 cm → d=17cm

fc28 = 25 MPA ; FeE400 , σb = 14,20 MPA ; σs = 348 MPA

Mt max = -1.746 t.m

Ma max = -1.864t.m

Tmax = 2.034 t

***E.L.U:**

✓ **En Travée :**

Mt max =-1.746 t.m

M_{TAB} = b*h0**fbc* *(d – h /2) = 0.65*0.04*1420*(0.18–0.01) = 6.27 tm

Mt =1.746 <MTab = 6.27 t.m.....vérifiée

Nous avons Mu < Mt, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple.

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{17460}{142 \times 65 \times 17 \times 17} = 0,096$$

$$\mu = 0,096 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2 \cdot 0,096}}{0.8} = 0.12$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \cdot 0.12) = 17.13$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{17460}{17.13 \times 3480} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12 = 2.26 cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **En Appuis :**

La table est tendue elle est négligée et la section à étudier est une section rectangulaire (b₀ × h)

$$M_{a \text{ max}} = -1.864 \text{ t.m}$$

$$\mu = M_a / \sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2 = 18640 / 142 \cdot 12 \cdot 18^2 = 0,033$$

$$\mu = 0,033 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2 \cdot 0,033}}{0.8} = 0.041$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 (1 - 0.4 \cdot 0.041) = 17.71 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{18640}{17.71 \times 3480} = 0.30 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12 = 2.26 cm²

Condition De Non Fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 * 12 * 18 * \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

***Vérification à L'ELS:**

✓ **En Travée :**

Mt max=-1.746 t.m

1-Profondeur De L'axe Neutre :

$b x^2 / 2 + 15 A_s (x - c') - 15 A_s (d - x) = 0$ avec: $(A_s' = 0)$.

$b x^2 / 2 - 15 A_s (d - x) = 0$

$65 / 2 x^2 - 15 x \cdot 2.26 (18 - x) = 0$

$32.5 x^2 + 33.9 x - 610.2 = 0$

$\Delta = 80475.21 ; \sqrt{\Delta} = 283.68$ d'où $x = 3.84 \text{cm}$

2)-Moment d'Inertie :

$I = b X^3 / 3 + 15 A_s (d - x)^2 = 65 (3.84^3) / 3 + 15 x 2.26 (18 - 3.84)^2 = 8024 \text{CN}^4$

3)-Vérification Des Contraintes :

***En Béton :**

$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b = 0.60 f_{c28}$

$\sigma_{bc} = 1.746 \times 10^5 \times 3.84 / 8024 = 83.55 \text{kg/cm}^2$

$\sigma_{bc} = 83.55 \text{kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 = 150 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

***En Acier :**

$\sigma_s = 15 M_t \text{ max ser } (d - x) / I \leq s = [2/3 f_e , \text{max } (0.5 f_e , (110 f_t j))]$

$\sigma_s = 15 \times 1.746 \times 10^5 (18 - 3.84) / 8024 = 4621.76 \text{kg/cm}^2$

FissurationPréjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}$

$\sigma_s = 4621.76 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}$

✓ **En Appuis :**

$M_a = -1.864 \text{ t.m}$; $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

1) Position de l'Axe Neutre :

$$bx^2/2 - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$32.5x^2 - 15(2.26)(18-x) = 0$$

$$\rightarrow 32.5x^2 - 610 + 33.9x = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2.84 \quad \Rightarrow X = 4.88 \text{ 2}$$

2) Moment d'inertie :

$$I = bX^3/3 + 15 A_s(d-x)^2 = 65 * 4.882/3 + 15 * 2.26 (18 - 4.88)^2 = 5941.12 \text{ cm}^4$$

3) Vérification De Contraintes :

***En Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b = 0.60 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 1.864x \cdot 10^5 \cdot 4.882/8024 = 113.41 \text{ kg/cm}^2$$

$113.41 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2$.. Vérifier

En Acier :

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max ser}(d-x)/I$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 1.864x \cdot 10^5 (18 - 4.882)/8024 = 4571.02 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : **$\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$**

$\sigma_s = 4571.02 \text{ kg/cm} \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

4) Vérification De L'effort Tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$T_u = T_u \text{ max}/b_0 d = 2.034 \cdot 10^3 / 12 \cdot 18 = 9.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = \min[0,15 f_{c28} 1.5 ; 4 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.941 \text{ MPa} < \tau_u = 3,75 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5)Espacement Des Armatures :(Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

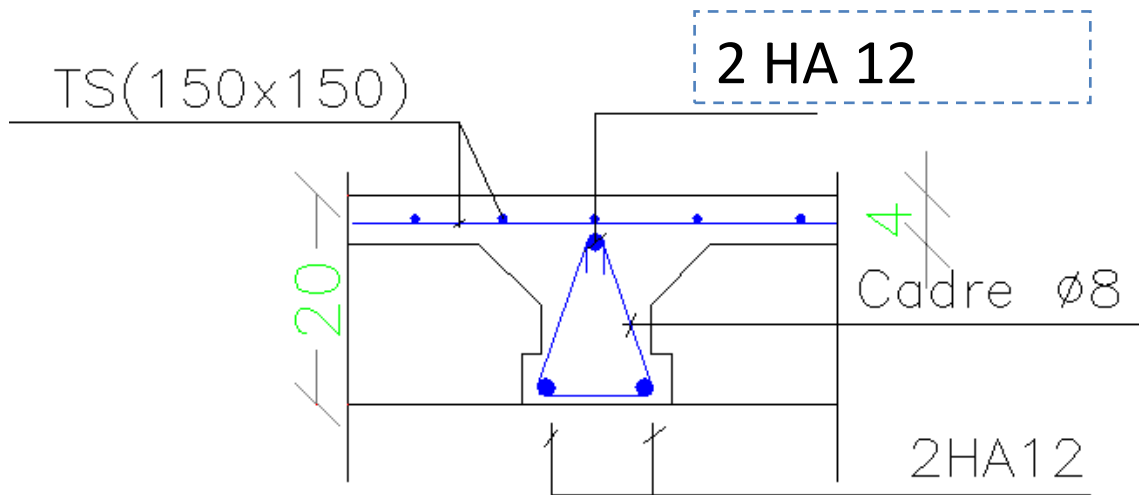
$St < \min (0,9 d, 40 \text{ cm})$

$St < \min (16.2 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$

On adopte $St = 16 \text{ cm}$

*Ferrailage De Nervure :

Ferrailage en travée



Ferrailage en appuis

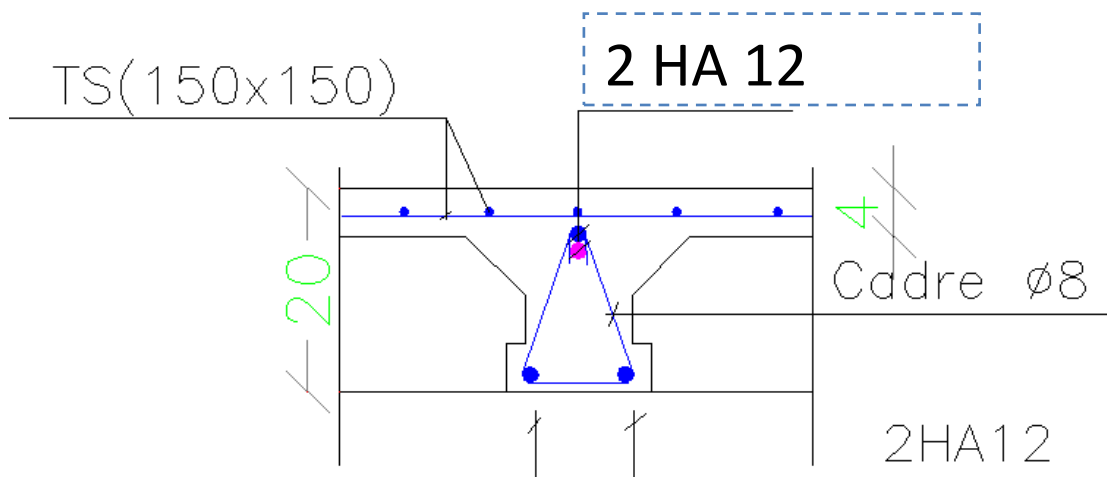


Figure -V-1 : Ferrailage De Nervure

CHAPITRE VI :

Etude des Portiques

FERRAILLAGE DES PORTIQUES

VIII.1. INTRODUCTION :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le logiciel ROBOT

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

- Compression simple.
 - Traction simple.
 - Flexion simple.
 - Flexion composée.
- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
 - Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

VIII.2. Le ferrailrages des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposée aux intempéries et solliciter par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

	γ_b	γ_s	$\sigma_{bc}(MPa)$	$f_{c28}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Situation durable	1,5	1,15	14,17	25	348
Situation accidentelle	1,15	1,00	18,84	25	400

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

➤ **Les combinaisons de calcul :**

En fonction du type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 : E.L.U : 1.35 G +1.5 Q

Selon le R.P.A 99/version2003 : Accidentels: G+Q ± E

Accidentels: 0.8G ± E

➤ **Recommandation du RPA 99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ en zone II.

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas nous allons ferrailles les poutres les plus sollicitées.

VIII.2.1.Ferrailages des poutres principale :(30 35)

Présentation des résultats dans un Tableau:

Moment (<i>tf.m</i>)	ELU	ELA	ELS
En travée	3,6	2,63	2,34
Sur appuis	-7,35	-5,34	-11,77

➤ **ELU : (1,35G + 1,5Q)**

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,6 \times 10^5}{30 \cdot (32)^2 \cdot 142} = 0.08$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) = 0,1$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 42 \times (1 - 0,4 \times 0,1) = 40,32 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad (\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 3480 \text{ Mpa})$$

$$A_s = \frac{3,6 \times 10^5}{40,32 \times 3480} = 2,56 \text{ cm}^2$$

✓ Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,35 \times 10^5}{30 \cdot (32)^2 \cdot 142} = 0,17$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,17}) = 0,2 \text{ cm}^2$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 32 \times (1 - 0,4 \times 0,2) = 38,64 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad (\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 3480 \text{ Mpa})$$

$$A_s = \frac{13,35 \times 10^5}{38,64 \times 3480} = 1,12 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 32 \cdot \frac{1,8}{400}$$

$$A_{min} = 0,99 \text{ cm}^2 \geq 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **ELA : (G+Q+Ex)**

✓ En travées :

Mt (tf.m)	μ	α	Z (cm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)
2,34	0,054	0,07	40,82	3,10	0	0,99

✓ Sur appuis :

Ma (tf.m)	μ	α	Z (cm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)
11,77	0,27	0,40	35,28	9,59	0	1,30

Donc on adopte: **3T16** = 6,04cm² en travée

6T14 = 9,24cm² sur appuis

- **Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :

$$A_{min} > 0,5\% \cdot b \times h$$

$$A_{min} = 6,03 \text{ cm}^2 < 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Condition non vérifiée pour les armatures de travée; alors la section d'aciers à retenir est :

$$A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 5T14 (7.70 cm²)

➤ **Vérification à l'ELS :**

Le calcul se fait selon la règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

✓ **En travées :**

$$M_s = 2,34 \text{ tf.m}$$

$$A_s = 1,64 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre (y) :**

$$b/2x^2 - 15A_s (d-x) = 0 \Rightarrow 30/2 x^2 - 15x \cdot 1,64 (32-x) = 0$$

$$15x^2 + 24,6x - 787,2 = 0$$

$$\Delta = (24,6)^2 - 4(15) \cdot (-787,2) = 47837,16 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 218,72$$

$$x_1 = (-24,6 - 218,72) / 30 = -8,11 \text{ cm}$$

$$x_2 = (-24,6 + 218,72) / 30 = 6,47 \text{ cm}$$

$$x = x_2 = 6,47 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/12) + 15A_s (d-x)^2.$$

$$I = (30 \times (6,47)^3 / 12) + 15 \times 1,64 (32 - 6,47)^2$$

$$I = 16711,12 \text{ cm}^4$$

Vérification de contrainte :

***En béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{2,34 \cdot 10^5 \cdot 6,47}{16711,12} \implies \sigma_{bc} = 90,60 \text{ kg/m}^2 = 9,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,06 \text{ MPa} \leq \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

***En acier :**

$$\sigma_{st} < \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{bc}, 110 \sqrt{\xi \cdot f_{tj}} \right\} = 202 \text{MPa} = 2020 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \cdot 2,34 \cdot 10^5 \cdot (32 - 6,47)}{16711,12} \implies \sigma_{st} = 5362,32 \text{kg/cm}^2 = 536,232 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 536,232 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{NON.Vérifier}$$

✓ **Sur appuis :**

$$M_s = 11,77 \text{ tf.m}$$

$$A_s = 12,60 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre (y) :**

$$b/2x^2 - 15A_s (d-x) = 0 \implies 30/2 x^2 - 15x \cdot 12,60 (32-x) = 0$$

$$15x^2 + 189x - 6048 = 0$$

$$\Delta = (189)^2 - 4(15) \cdot (-6048) = 398601 \implies \sqrt{\Delta} = 631,35$$

$$x_1 = (-189 - 631,35) / 30 = -27,34 \text{cm}$$

$$x_2 = (-189 + 631,35) / 30 = 14,75 \text{ cm}$$

$$x = x_2 = 14,75 \text{cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/12) + 15A_s (d-x)^2$$

$$I = (30 \times (14,75)^3 / 12) + 15 \times 12,60 (32 - 14,75)^2$$

$$I = 64261,93 \text{ cm}^4$$

▪ **Vérification de contrainte :**

***En béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{2,34 \cdot 10^5 \cdot 14,75}{64261,93} \implies \sigma_{bc} = 5370,98 \text{kg/m}^2 = 537,098 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 537,098 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{NON.Vérifier}$$

***En acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \cdot 2,34 \cdot 10^5 \cdot (32 - 14,75)}{64261,93} \implies \sigma_{st} = 942,20 \text{kg/cm}^2 = 94,22 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 94,22MPa \leq \bar{\sigma}_{st} = 202MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifier$$

▪ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T = V_u = 3,82 \text{ tf}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{3,82 \cdot 10^3}{30 \times 32} = 3,98kg/cm^2 = 0,398MPa \leq 3,33MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifier$$

– **Détermination des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10}\right\} = \min\{1,28; 1,4; 3\}$$

$$\Phi_t = 1,28$$

Soit : $A_t = 4T8 = 2,01cm^2$

-Espacement d'après le BAEL :

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

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 28,8 \text{ cm}$$

-Espacement exigé par le RPA :

En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min(35/4; 12 \times 1,6) = 8,75 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 35 / 2 = 17,5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante.

VIII.2.2.Ferraillages des poutres secondaires :

- Présentation des résultats dans un Tableau:

Moment (<i>tf.m</i>)	ELU	ELA	ELS
En travée	3,06	2,24	2,16
Sur appuis	-9,98	-5,10	-9,18

- ELU : ($1,35G + 1,5Q$)

- En travées :

<i>Mt (tf.m)</i>	μ	α	<i>Z (cm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A'_S (cm²)</i>	<i>A_{min} (cm²)</i>
3,06	0,07	0,09	30,85	2,85	0	0,99

- Sur appuis :

<i>Ma (tf.m)</i>	μ	α	<i>Z (cm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A'_S (cm²)</i>	<i>A_{min} (cm²)</i>
9,98	0,23	0,139	33,05	4,77	0	0,99

- ELA : ($G+Q+Ex$)

- En travées :

<i>Mt (tf.m)</i>	μ	α	<i>Z (cm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A'_S (cm²)</i>	<i>A_{min} (cm²)</i>
2,24	0,051	0,065	31,16	2,06	0	0,99

- Sur appuis :

<i>Ma (tf.m)</i>	μ	α	<i>Z (cm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A'_S (cm²)</i>	<i>A_{min} (cm²)</i>
5,10	0,12	0,16	29,95	4,89	0	0,99

Donc on adopte: En travée: **3T14**= 4,62cm²

Sur appuis : **5T12**= 5,65cm²

- **Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :

$$A_{min} \geq 0,5\% \cdot b \times h$$

$$A_{min} = 4,62 \text{ cm}^2 \geq 0,5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Condition non vérifiée pour les armatures de travée; alors la section d'aciers à retenir est :

$$A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 5T12 (5.65 cm²)

- **Vérification à l'ELS :**

✓ **En travées :**

$$M_s = 2,16 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 1,99 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre (y) :**

$$b/2x^2 - 15A_s(d-x) = 0 \Rightarrow 30/2 x^2 - 15 \times 1,99 (32-x) = 0$$

$$15x^2 + 29,85x - 955.2 = 0$$

$$X = 9.04 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/12) + 15A_s(d-x)$$

$$I = (30 \times (9.04)^3/3) + 15 \times 1.99 (32 - 9.04)^2$$

$$I = 7414.04 \text{ cm}^4$$

- **Vérification de contrainte :**

***En béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{2,16 \cdot 10^5 \cdot 9.04}{7414,04} \implies \sigma_{bc} = 32,80 \text{ kg/m}^2 = 3,280 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,280 \text{ MPa} \leq \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

***En acier :**

$$\sigma_{st} < \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{bc}, 110 \sqrt{\xi \cdot f_{ij}} \right\} = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{15.M_s.(d-x)}{I} = \frac{15.2,16.10^5.(32-9,04)}{7414,04} \Rightarrow$$

$$\sigma_{st} = 10033,71 \text{ kg/cm}^2 = 100,3371 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 167,712 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

✓ **Sur appuis :**

$$M_s = 9,18 \text{ tf.m}$$

$$A_s = 9,37 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre (y) :**

$$b/2x^2 - 15A_s(d-x) = 0 \Rightarrow 30/2 x^2 - 15x \cdot 9,37(32-x) = 0$$

$$x = 10,91 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15A_s(d-x)^2$$

$$I = (30 \times (10,91)^3/3) + 15 \times 9,11(32-10,31)^2$$

$$I = 44188,77 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification de contrainte :**

***En béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{2,5910^5 \cdot 10,91}{44188,77} \Rightarrow \sigma_{bc} = 63,11 \text{ kg/m}^2 = 6,311 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq 0,6f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,311 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

***En acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{15.M_s.(d-x)}{I} = \frac{15.2,59.10^5.(32-10,91)}{44188,77} \Rightarrow$$

$$\sigma_{st} = 1854,20 \text{ kg/cm}^2 = 185,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 185,42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T = V_u = 4,65 \text{ tf}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{4,65 \cdot 10^3}{30 \times 32} = 4,84\text{kg/cm}^2 = 0.484\text{MPa} \leq 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

- Détermination des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10}\right\} = \min\{1; 1.2; 3\} = 1\text{cm}$$

Soit : $A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$

-Espace d'après le BAEL :

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

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

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 28,8 \text{ cm}$$

-Espace exigé par le RPA :

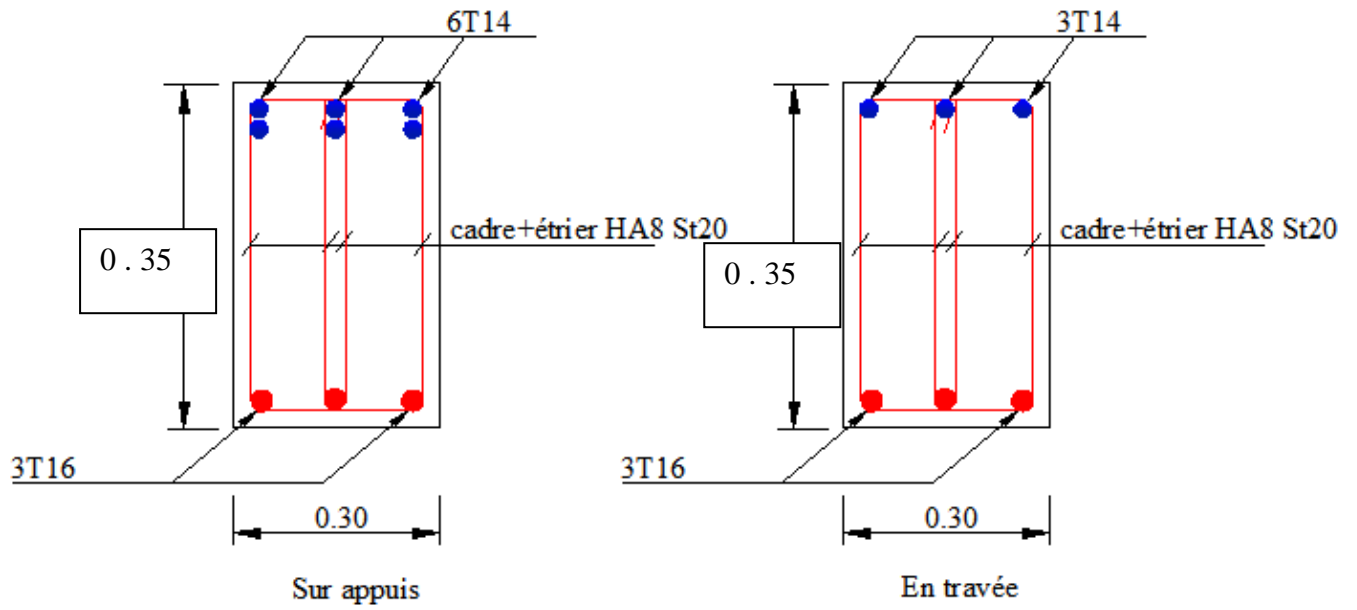
En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min(35/4; 12 \times 1,6) = 8,75 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 35 / 2 = 17,5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante.



-Schéma de ferrailage des poutres principale

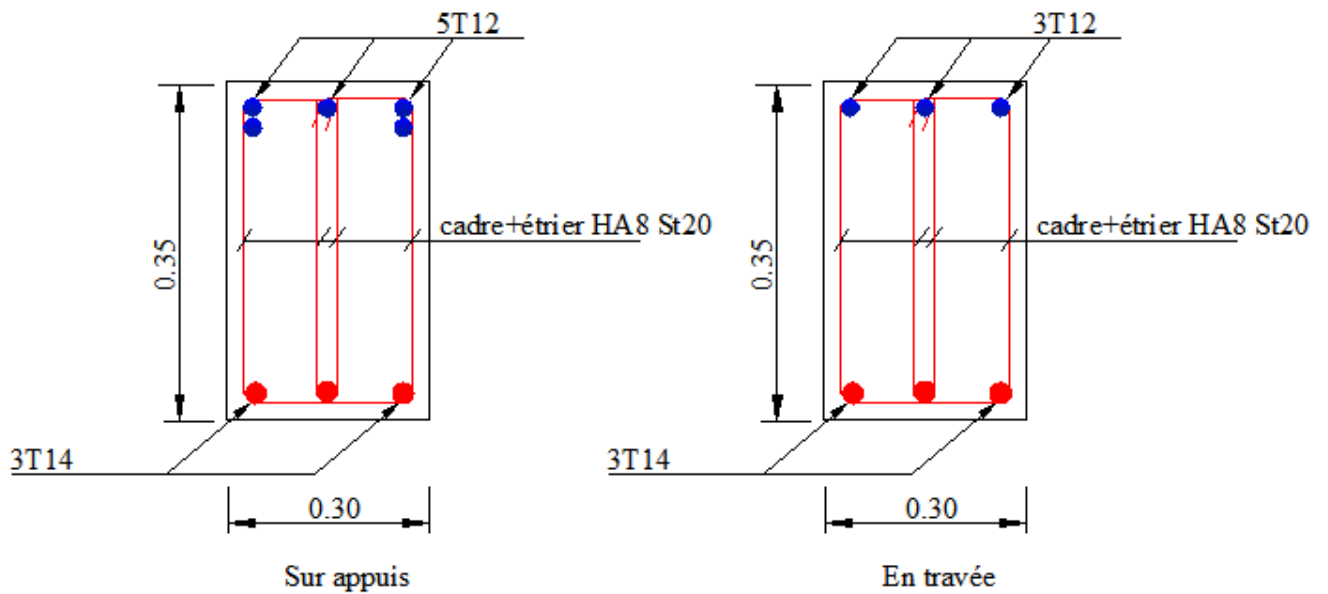


Figure –VI-1-Schéma de ferrailage des poutres -secondaires

VIII.3.Ferraillages les poteaux :

***Poteau (40*40)**

➤ **ELU :**

$$N = 54.19 \text{ t} \quad M_G = 0.16 \text{ t}$$

$$M = 0.23 \text{ tm} \quad M_Q = 0.02 \text{ t}$$

$$\text{On a: } l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,9 = 2,73 \text{ m}$$

$$e_f = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,23}{54,19} = 0,0042 \text{ m} = 0,42 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2,42 \text{ cm}$$

- Condition d'application :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left\{ 20 \frac{e_1}{h}; 15 \right\}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{390}{40} = 9,75 \leq \max \left\{ 20 \frac{2,25}{60} = 0,037; 15 \right\}$$

$$\frac{l_f}{h} = 9,75 \leq 15 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10^4.h} (2 + \alpha\phi); \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0,88; (\phi = 2)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333,333}{1600}} \Rightarrow i = 11,55$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{40.40^3}{12} = 213333,333 \text{ cm}^4; B = 40.40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{3,9}{11,55} = 33,76 \leq 50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$e_2 = \frac{3(3,9)^2}{10^4.0,40} (2 + 2 \times 0,88) = 0,043 \text{ m} = 4,3 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2,42 + 4,3 = 6,72 \text{ cm} = 0,0672 \text{ m}$$

Flexion composée avec : $\begin{cases} N_u = 54,19tf \\ M_u = N_u \cdot e = 3,64tf \cdot m \end{cases}$

$$e = 6,72cm \leq \frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 3 = 17cm \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$M_1 = M_u + N_u (0,5h - c) = 3,64 + 54,19[(0,5 \times 0,40) - 0,03]$$

$$M_1 = 12,85t \cdot m$$

$$N_u(d - \bar{c}) - M_1 \geq (0,337 - \frac{0,81\bar{c}}{h})b \cdot d^2 f_e$$

$$N_u(d - \bar{c}) - M_1 = 54,19(0,37 - 0,03) - 12,85 = 5,57t \cdot m \dots\dots\dots (1)$$

$$(0,337 - \frac{0,81\bar{c}}{h})b \cdot d^2 \cdot f_e = (0,337 - \frac{0,81 \times 0,03}{0,40}) \cdot 0,4(0,37)^2 \cdot 1420 = 21,48t \cdot m \dots\dots\dots (2)$$

(1) < (2) ⇒ section complètement comprimée

On adopte directement le pourcentage minimal donné par l’RPA

-Pourcentage minimale des armatures selon la RPA 99:

$$A_{min} \geq 0.8 \% (b \times h) = 12.8 \text{ cm}^2$$

On adopte 8HA16 = 16.08 cm²

➤ **ELA :**

$$N = 179.72 \text{ t} \quad M_G = 0.16 \text{ t}$$

$$M = 0.25 \text{ tm} \quad M_Q = 0.02 \text{ t}$$

On a: $l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,9 = 2,73m$

$$e_f = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,25}{179,72} = 0,0014m = 0,14cm$$

$$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{l}{250} \right\} = 2cm$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2,14cm$$

-Condition d'application :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left\{ 20 \frac{e_1}{h}; 15 \right\}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{390}{40} = 9,75 \leq \max \left\{ 20 \frac{2,14}{40} = 1,07; 15 \right\}$$

$$\frac{l_f}{h} = 9,75 \leq 15 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10^4.h} (2 + \alpha\phi); \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0,88; (\phi = 2)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333,333}{1600}} \Rightarrow i = 11,55$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{40.40^3}{12} = 213333,333 \text{ cm}^4; B = 40.40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{3,9}{11,55} = 16,16 \leq 50 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$e_2 = \frac{3(3,9)^2}{10^4.0,40} (2 + 2 \times 0,88) = 0,043 \text{ m} = 4,3 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2,14 + 4,3 = 6,44 \text{ cm} = 0,0644 \text{ m}$$

Flexion composée avec : $\begin{cases} N_u = 179,72 \text{ tf} \\ M_u = N_u \cdot e = 11,57 \text{ tf} \cdot \text{m} \end{cases}$

$$e = 6,44 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 3 = 17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$M_1 = M_u + N_u (0,5h - c) = 11,57 + 179,72 [(0,5 \times 0,40) - 0,03]$$

$$M_1 = 42,12 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$N_u (d - \bar{c}) - M_1 \geq (0,337 - \frac{0,81\bar{c}}{h}) b.d^2 f_e$$

$$N_u (d - \bar{c}) - M_1 = 179,72 (0,37 - 0,03) - 42,12 = 18,98 \text{ t} \cdot \text{m} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337 - \frac{0,81\bar{c}}{h}) b.d^2 \cdot f_e = (0,337 - \frac{0,81 \times 0,03}{0,40}) \cdot 0,4 (0,40)^2 \cdot 1420 = 25,11 \text{ t} \cdot \text{m} \dots \dots \dots (2)$$

(1) < (2) ⇒ section partiellement comprimée calcul de section rectangulaire en flexion simple sous $M_1 = 42.12 \text{ tf} \cdot \text{m}$

$Mt \text{ (tf.m)}$	μ	α	$Z \text{ (cm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
42,12	0,20	0,28	32,85	36,83

$$A_{Fc} = A_s - \frac{N_u}{f_e} = 36,83 - \frac{11,57 \times 10^8}{4000} = 33,93 \text{ cm}^2 \geq 0$$

-Pourcentage minimale des armatures selon la RPA 99:

$$A_{min} \geq 0.8 \% (b \times h) = 12.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$M_s = 0.17 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 35.76 \text{ cm}^2$$

$$T_{max} = 10.97 \text{ tf}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.17}{40.16} = 0.0042 \text{ m} = 0.42 \text{ cm}$$

▪ **Section homogène:**

$$B_1 = bh + 15(A_1 + A_2)$$

$$A_1 = A_2 = 35.76 \text{ cm}^2$$

$$B_1 = 40.40 + 15(35.76 + 35.76) = 2672.8 \text{ cm}^2$$

V_1 Et V_2 seront déterminé par l'équation du moment statique par rapport a la fibre la plus comprimée

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.17}{40.16} = 0.0042 \text{ m} = 0.42 \text{ cm}$$

$$V_1 = 1/B_1 \left[\frac{bh^2}{2} + 15 (A_2 c + A_1 d) \right] = \frac{1}{2672.8} \left[\frac{40.40^2}{2} + 15(35.76 \times 3 + 35.76 \times 37) \right]$$

$$V_1 = 20 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 20 = 20$$

- **Moment d'inertie (I) :**

$$I_1 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_1 (V_2 - C)^2 + A_2 (V_1 - c)^2]$$

$$I_1 = 1022785.86 \text{ cm}^4$$

- **Condition limite I:**

$$CL_1 = \frac{I_1}{B_1 V_1} = 19.13 \text{ cm}$$

- **Condition limite II:**

$$CL_2 = \frac{I_1}{B_1 V_2} = 19.13 \text{ cm}$$

$$e = e_0 + (V_1 - h/2) = 0.42 \text{ cm}$$

$$e_1 = 0.42 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes :**

***En bétons :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} / B_1 + N_{ser} e_1 V_1 / I_1$$

$$\sigma_{bc} = 43.1 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_b = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

***En acier:**

$$\sigma_{s1} = 15 [N_{ser} / B_1 + N_{ser} e_1 (V_1 - C) / I_1]$$

$$\sigma_{s1} = 520.29 < \sigma_s = 2020 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s2} = 15 [N_{ser} / B_1 + N_{ser} e_1 (d - V_2) / I_1]$$

$$\sigma_{s1} = 520.29 < \sigma_s = 2020 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$T_u = 10.97 \text{ t}$$

$$\tau_a = T_{\max} / bd = 10.97 \cdot 10^3 / 40 \times 37$$

$$\tau_a = 7.41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_a = 7.41 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_a = 25 \text{ kg/cm}^2$$

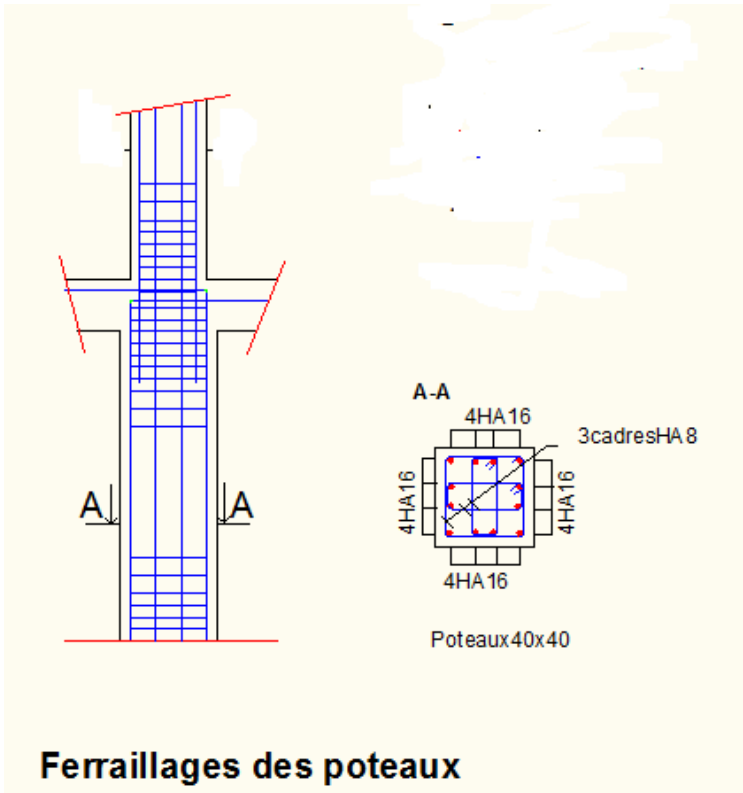


Figure -VI-3- : Ferrailage des poteaux

CHPITRE VII :

Etude Sísmique

ETUDE SISMIQUE

VIII.1. INTRODUCTION :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

VIII-2-L'objectif de cette étude sismique :

Le but de ce chapitre est de déterminer quelles sont les sollicitations qu'engendre un séisme, et cela à chaque niveau du bâtiment.

VIII-3-Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

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

3-1-La méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des constructives garantissant à la structure :

Une ductilité suffisante ; une capacité de dissiper l'énergie vibration transmise à la structure

par des secousses sismique majeures.

3-1-1- Conditions d'application de la méthode statique équivalente:

-Le bâtiment ou bloc étudié ,satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones IetII et à 30m en zone III.

-Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autre les conditions de hauteur énoncées en (a), Les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone IIa: Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7niveaux ou 23m

Groupe d'usage IB, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

Groupe d'usage IA, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

Zone Ib et III :

Groupe d'usage 3et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

Groupe d'usage IB, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

Groupe d'usage IA, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m

VIII-4-La méthode d'analyse modalespectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise.

4-1-Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale:

la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise.

VIII-5-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

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

VIII-5-Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveausécuritaire, économique et social.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation d'une hauteur égale à 24.48m situé à Annaba (Zone IIa), il sera classé au groupe d'usage 2.

VIII-6-Classification du site :

D'après l'article 3.3(RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (siterocheux)
- Catégorie S2 (siteferme)
- Catégorie S3 (sitemeuble)
- Catégorie S4 (site trèsmeuble)

La structure à étudier est implantée dans un site de catégorie S2(site ferme) .

***La méthode d'analyse modale spectrale :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par spectre de réponse de calcul .Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Spectre de réponse de calcul .

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone

η : Coefficient de correction d'amortissement

Q : Facteur de qualité

W : Poids de la structure

T₁, T₂ : Période caractéristiques associées à la catégorie du site

R : Coefficient de comportement

VIII-7-Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure .

Soit :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

RPA99/version 2003 (art 4,2,3)

A: coefficient d'accélération de zone .

R:coefficient de comportement global de la structure.**R =4**

W : Poids de la structure.Le poids total W du bloc 1 de notre projet a été calculé à partir du logiciel ROBOT MILLENNIUM, il estimé d'une valeur : W = 1187,24 t

Q: facteur de qualité ; La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\Sigma Pq$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

Donc **Q=1.20** .

D:facteur d'amplification dynamique moyen,fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T) .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

*Coefficient de Correction d'amortissement :

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4-2 (RPA99/version2003)

Dans notre cas $\zeta = 10\% \rightarrow \zeta = 10\% \eta$

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7 = \sqrt{\frac{7}{2+0.1}} = 1.82 \geq 0.7$

*Estimation empirique de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques

$$T = \{ C_T h_N^{3/4} \}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au Dernier niveau (N).

Dans notre cas : $h_N = 21.42 \text{ m.}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Dans notre cas : $C_T = 0.050.$

***Périodes Caractéristiques T1; T2 :**

On a pour un site meuble (S2) $\Rightarrow T2 = 0,4 \text{ sec}, T1 = 0,15 \text{ sec}.$

***Périodes:**

$T_{\text{théorique}} = 0.050 \times 21.42^{3/4} = 0.49 \text{ sec} \rightarrow T = 0.49 \text{ sec}$

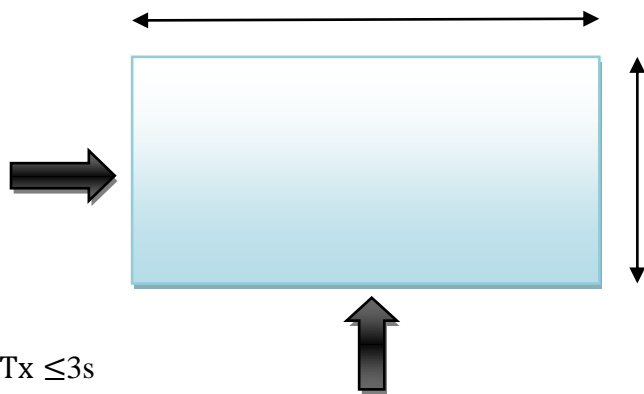
• Sons longitudinale :

Selon RBA 99-version 2003 :

T : période fondamentale de la structure .27.92m

$T=0.09h_N/\sqrt{D}$

D :est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de V_X 18.92m calculé considérée .



$D=27.92m V_Y$

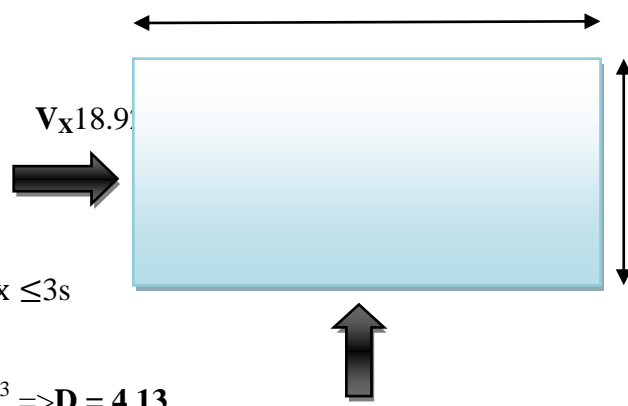
$T_X=0.09 * 21.42 / \sqrt{27.92} = 0.37 \text{ s} \quad T_2 \leq T_x \leq 3s$

D :Facteur d'amplification dynamque moyen :

$D = 2,5 \cdot \eta (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 1.82(0.4/0.37)^{2/3} \Rightarrow D = 4,79.$

• Sons transversal :27.92m

$L_Y=18.92m$



$T_X=0.09 * 21.42 / \sqrt{18.92} = 0.44 \text{ s} \quad T_2 \leq T_x \leq 3s$

V_Y

$D = 2,5 \cdot \eta (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 1.82(0.4/0.44)^{2/3} \Rightarrow D = 4,13.$

❖ Calcul les efforts sismique :

-calcul l'effortsismique pour longitudinal

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \cdot 4.79 \cdot 1.20}{4} \cdot 1187,24 = 255.90t$$

-calcul l'effortsismique pour transversal :

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \cdot 4.13 \cdot 1.20}{4} \cdot 1187,24 = 220.64t$$

VIII-8-Résultats de calcul :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas UX [kg]	Tot.mas UY [kg]	Tot.mas UZ [kg]
3/ 1	1,37	0,73	66,82	1,69	0,0	66,82	1,69	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 2	1,51	0,66	69,66	54,89	0,0	2,83	53,21	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 3	1,70	0,59	69,89	69,35	0,0	0,23	14,46	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 4	5,34	0,19	85,89	69,45	0,0	16,00	0,10	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 5	6,13	0,16	86,14	83,27	0,0	0,25	13,82	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 6	7,04	0,14	86,23	86,95	0,0	0,09	3,68	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 7	10,12	0,10	90,83	86,95	0,0	4,60	0,00	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 8	12,42	0,08	90,85	91,42	0,0	0,01	4,48	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 9	13,19	0,08	91,63	92,52	0,0	0,78	1,10	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 10	13,45	0,07	91,72	92,61	0,0	0,09	0,09	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 11	14,06	0,07	92,72	92,97	0,0	1,00	0,36	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 12	15,10	0,07	92,72	93,12	0,0	0,00	0,15	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 13	15,95	0,06	93,74	93,15	0,0	1,02	0,03	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 14	17,30	0,06	93,82	94,43	0,0	0,07	1,28	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 15	17,72	0,06	93,82	94,45	0,0	0,00	0,02	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 16	17,87	0,06	93,95	94,91	0,0	0,13	0,46	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 17	18,16	0,06	93,99	95,17	0,0	0,04	0,26	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 18	18,71	0,05	94,36	95,49	0,0	0,37	0,32	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 19	18,87	0,05	94,37	95,65	0,0	0,01	0,16	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 20	19,52	0,05	94,37	95,66	0,0	0,00	0,00	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 21	19,96	0,05	94,39	95,68	0,0	0,02	0,03	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 22	20,55	0,05	94,57	96,07	0,0	0,18	0,38	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 23	21,12	0,05	94,64	96,50	0,0	0,06	0,44	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 24	21,31	0,05	94,67	96,60	0,0	0,04	0,10	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
4/ 1	1,37	0,73	66,82	1,69	0,0	66,82	1,69	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
4/ 2	1,51	0,66	69,66	54,89	0,0	2,83	53,21	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
4/ 3	1,70	0,59	69,89	69,35	0,0	0,23	14,46	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
4/ 4	5,34	0,19	85,89	69,45	0,0	16,00	0,10	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0

Tableau VII-1 : de mode et des période

-Tableau: période et facteur de participation massique

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T=0.73\text{sec}$
- ✓ Le 1^{er} et 2^{ème} mode sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de torsion

Les 15^{ème} modes est suffisant pour que la masse modale atteint les 90% (selon RPA 99 version 2003)

VIII-9-Vérification de la période :

Selon les RPA 99V 2003 ,il y a la condition suivante à vérifier(art 4-2-4-4) :

$$T_{\text{theorique}} = C_t * h_N^{3/4}$$

$$T_{\text{calcul}} \leq 1.3 * T_{\text{theorique}}$$

Donc :

$$T_{\text{theorique}} = 0.05 * (21.42)^{0.75} = 0.49 \text{ s}$$

$$1.3 * T_{\text{theorique}} = 1.3 * 0.49 = 0.637 \text{ s}$$

$$T_{\text{calcul}} = 0.73 < 1.3 * T_{\text{theorique}} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

VIII-10-vérification des forces sismiques :

***Sens x :**

On compare la valeur de EX par rapport a la valeur de force sismique :

Noeud/Cas/Mode	FX (tf)	FY (tf)	FZ (tf)	MX (tfm)	MY (tfm)	MZ (tfm)
Cas	4 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X					
Mode CQC						
Somme totale	346,93	186,79	1942,92	39,95	88,62	1,88
Somme réactions	332,45	30,56	0,00	439,91	4631,86	3588,88
Somme efforts	332,45	30,56	0,0	439,92	4631,89	3588,92
Vérification	664,89	61,13	0,00	879,84	9263,76	7177,80
Précision	3,00728e-002	5,21754e-004				

Tableau VII-2 :des réactions a la base sous x

EX= 332,45t

V=255.90tf

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

$V_t/V > 0.80 \Rightarrow E_x/V > 0.80$

$332,45/255.90=0,480 > 0.8$ vérifié

*Sens x :

Noeud/Cas/Mode	FX (tf)	FY (tf)	FZ (tf)	MX (tfm)	MY (tfm)	MZ (tfm)
Cas	5 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y					
Mode CQC						
Somme totale	119,89	369,83	2378,74	122,43	29,86	1,61
Somme réactions	30,57	344,76	0,00	4784,06	450,40	5357,51
Somme efforts	30,57	344,76	0,0	4784,11	450,40	5357,52
Vérification	61,14	689,51	0,00	9568,17	900,79	10715,03
Précision	3,00728e-002	5,21754e-004				

Tableau VII-3 :des réactions a la base sous y

$Ey/V = 344,76/470.270t = 0.73 > 0.8 \dots \dots \dots$ Vérifié

Résultat dynamique :

NOTE DE CALCULS / LISTE DE CAS DE CHARGE :

RESULTAS DU ROBOT 2014

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 15.064 (m)

Y = 9.437 (m)

Z = 9.731 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 212426635.034 (kg*m2)

Iy = 323141505.135 (kg*m2)

Iz = 255553947.555 (kg*m2)

Masse = 2538328.834 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 15.064 (m)

Y = 9.437 (m)

Z = 9.731 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

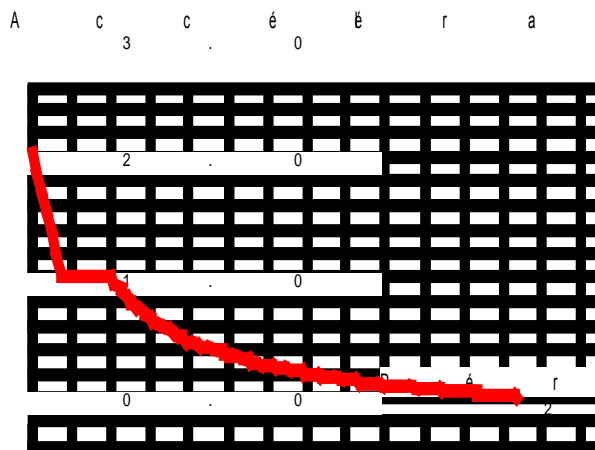
Ix = 212426635.034 (kg*m2)

Iy = 323141505.135 (kg*m2)

Iz = 255553947.555 (kg*m2)

Masse = 2538328.834 (kg)

Cas 5 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y
 Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)
 Direction de l'excitation:
 X = 0.000
 Y = 1.000
 Z = 0.000



Données:

Zone : IIa
 Usage : 1B
 Assise : S2

Coefficient de qualité : 1.200
 Coefficient de comportement : 4.000
 Amortissement : X = 10.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.764$
 A = 0.200
 T₁ = 0.150 T₂ = 0.400

Cas 6 : COMB1

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 7 : COMB2

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : COMB3

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : COMB4

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : COMB5

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : COMB6

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : COMB7

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : COMB8

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : COMB9

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : COMB10

Type d'analyse: Combinaison linéaire

***Tableau de déplacement :**

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	7,5	7,4	1,1	0,006	0,007	0,002
Noeud	2960	2989	2663	6592	6066	3162
Cas	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	5	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	5
Mode			CQC			CQC
MIN	-7,4	-7,2	-1,3	-0,006	-0,008	-0,002
Noeud	2960	2989	2770	6592	6409	3162
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode						

***Externe globaux :**

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	21,31	0,73	94,67	96,60	0,0	66,82	53,21	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	24	1	24	24	1	1	2	1	1	1	1
MIN	1,37	0,05	66,82	1,69	0,0	0,00	0,00	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	24	1	1	1	12	7	1	1	1	1

VIII-11- Nombre de modes à considérer:

D’après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l’excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a

90% au moins de la masse totale de la structure.

- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées

VIII-15- Disposition de contreventement :

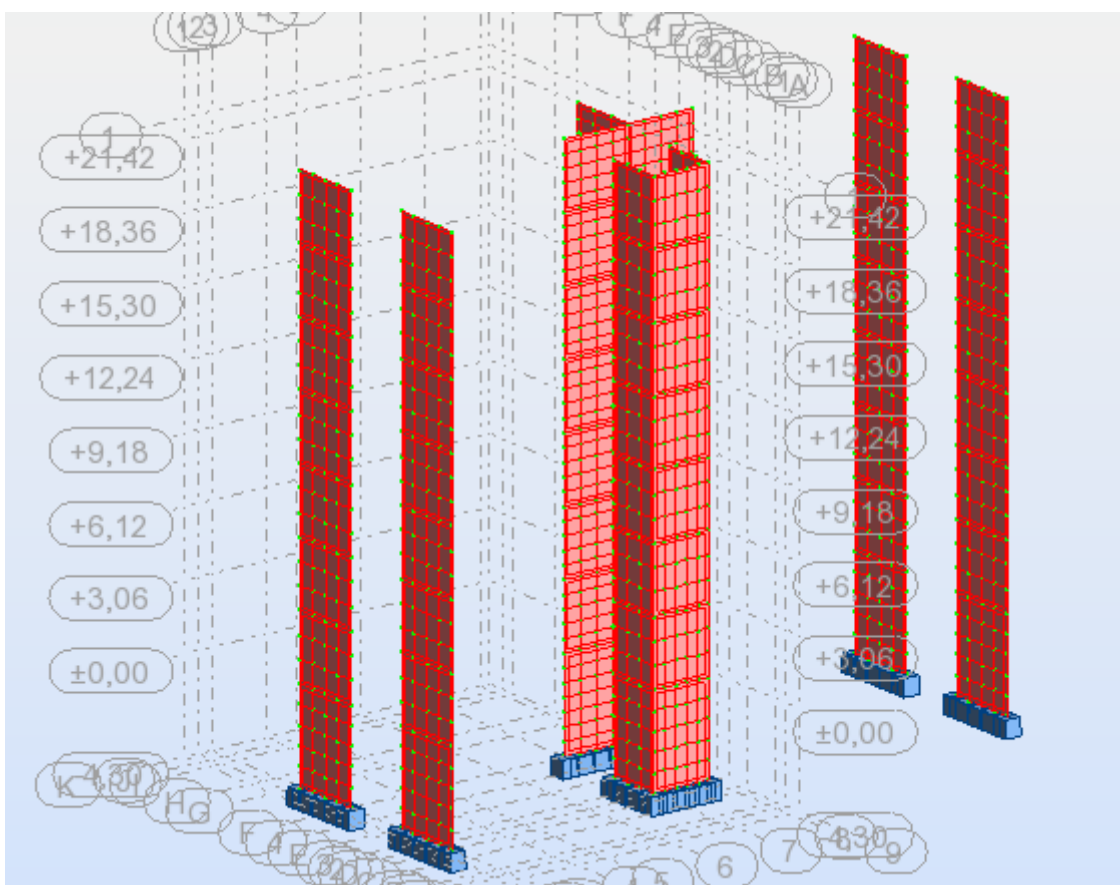


Figure VII-1-: La disposition des voiles

CHAPITRE VIII :

ETUDE VOILE

ETUDE DE VOILE

VIII-1) Définition :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construits en béton armé ou non armé.

Le rôle des voiles est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme) ;
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambres d'hôtels, . . .etc. Il peut être également considéré comme une protection incendie (coupe-feu) ;
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) ;
- A leurs extrémités.

VIII-2) Contreventements par voiles :

4-2-1 Refends pleins :

Distribution des efforts horizontaux L'analyse des systèmes de contreventement par voiles repose sur les hypothèses suivantes:

- Le comportement du système est linéaire et élastique.
- La rigidité des cloisons et éléments non porteurs est négligés.
- La rigidité des dalles dans leur plan est infiniment grande.
- La rigidité des murs et des dalles hors de leur plan est négligée.

Le refend sera assimilé à une console encastrée à sa base soumise aux effets du vent (charge répartie) ou du séisme (charges concentrées aux noeuds). On en déduit les sollicitations qui se développent dans chaque section horizontale du refend Aux efforts ainsi déterminés. On ajout ensuite les efforts de compression due aux charges verticales. La stabilité de l'élément passe par la vérification des conditions suivantes :

- La contrainte maximale en compression ne dépasse pas le contraire requis du refend.

Dans le cas de refends en maçonnerie ou en béton armé, il faut s'assurer qu'il n'y a pas de traction. Le calcul du contreventement par voiles fait intervenir les caractéristiques géométriques suivantes :

- ✓ Aire.
- ✓ Moment statique.
- ✓ Moments d'inertie.
- ✓ Coefficient de forme.

***Contreventements mixtes : Portiques- Voiles**

Pour la détermination de la répartition des efforts horizontaux dans les ossatures mixtes (portiques-voiles parallèles), on dispose principalement de deux méthodes.

***Méthode: méthode simplifiée**

La résolution du problème de la répartition des efforts consiste à attribuer une « inertie fictive » aux portiques. Cette inertie fictive sera déterminée en calculant les déplacements des portiques au droit de chaque déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'action du même système de forces. Connaissant l'inertie du refend choisi, il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau, une inertie fictive puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons avoir la flèche, à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

Après avoir déterminé les inerties fictives de chaque portique, le problème se ramène à l'étude d'une série de refends parallèle dont l'inertie est connue. C'est une méthode qui n'est en principe applicable que pour les immeubles de hauteur modeste (au plus égal à 6 niveau).

***Méthode II**

Elle consiste à rechercher l'équilibre entre portique et refends, en remplaçant les portiques par un système de forces, qui est fonction du déplacement imposé aux portiques par les refends.

Dans le cas d'un petit ouvrage ou d'un avant-projet pour lequel on désirerait avoir un ordre de grandeur des efforts horizontaux repris par les portiques,

VIII-3) Ferrailage des voiles :

On va au menu analyse dimensionnement éléments B.A ~~dimensionnement~~

Panneaux B.A ~~calculer~~ :

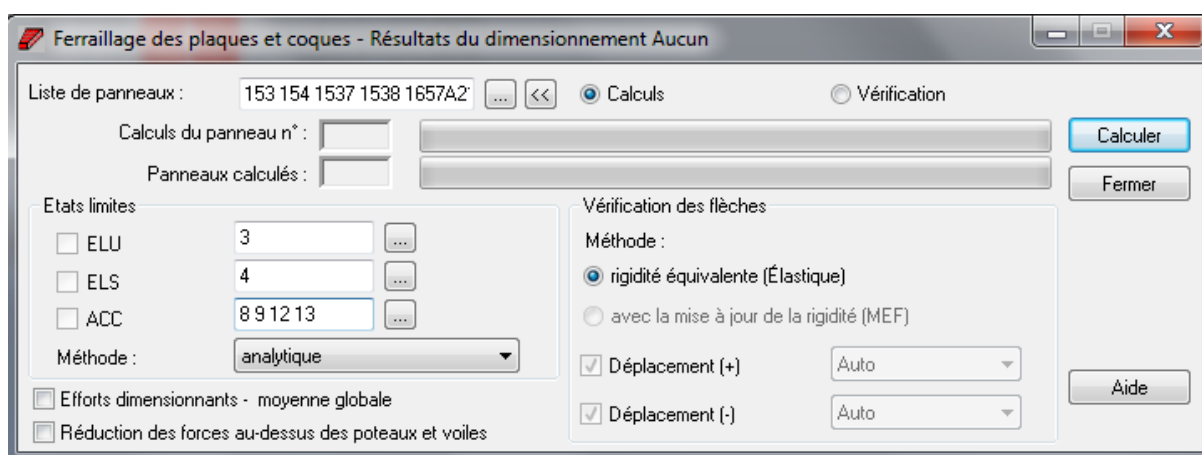
La boite de dialogue suivante va apparaître :

On sélectionne les 2 voiles du sens x on et on entre leur numéaux dans la liste des panneaux, dans l'état limite accidentelle on entre les numéaux des ELA dans le sens x qui sont les cas suivants 8 :

G+Q+Ex, 9 : G+Q-Ex, 12 : 0.8G+Ex, 19 : 0.8G-Ex et on lance le calcul.

Après avoir lancé le calcul on va au menu résultats cartographie ferrailage

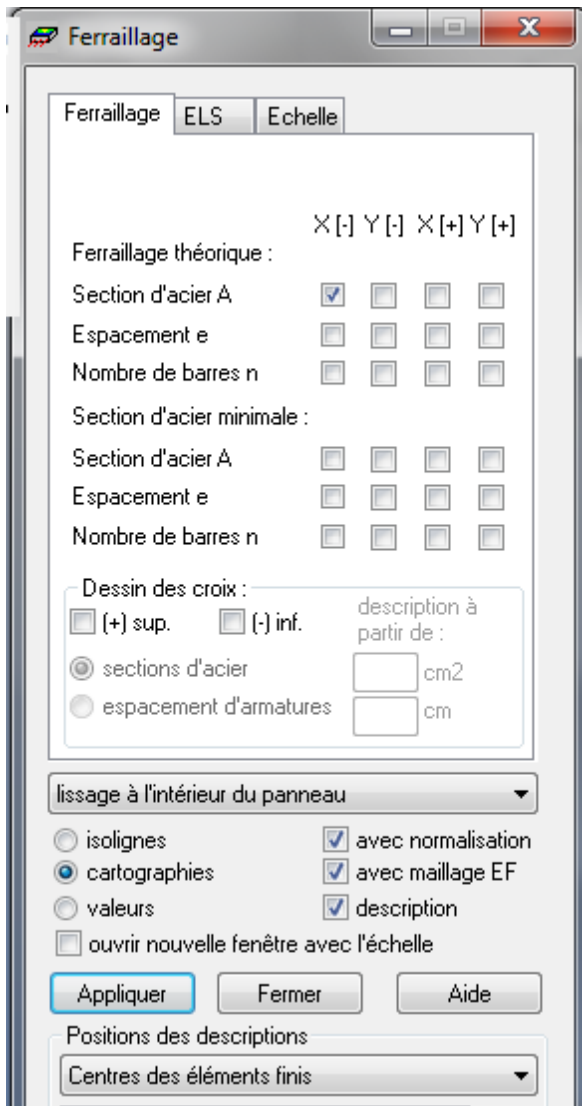
La boite de dialogue suivante va apparaître :



On sélectionne les 2 voiles du sens x on et on entre leur numéaux dans la liste des panneaux, dans l'état limite accidentelle on entre les numéaux des ELA dans le sens x qui sont les cas suivants 8 : G+Q+Ex, 9 : G+Q-Ex, 12 : 0.8G+Ex, 19 : 0.8G-Ex et on lance le calcul.

Après avoir lancé le calcul on va au menu résultats \longrightarrow cartographie ferrailage

La boîte de dialogue suivante va apparaître :



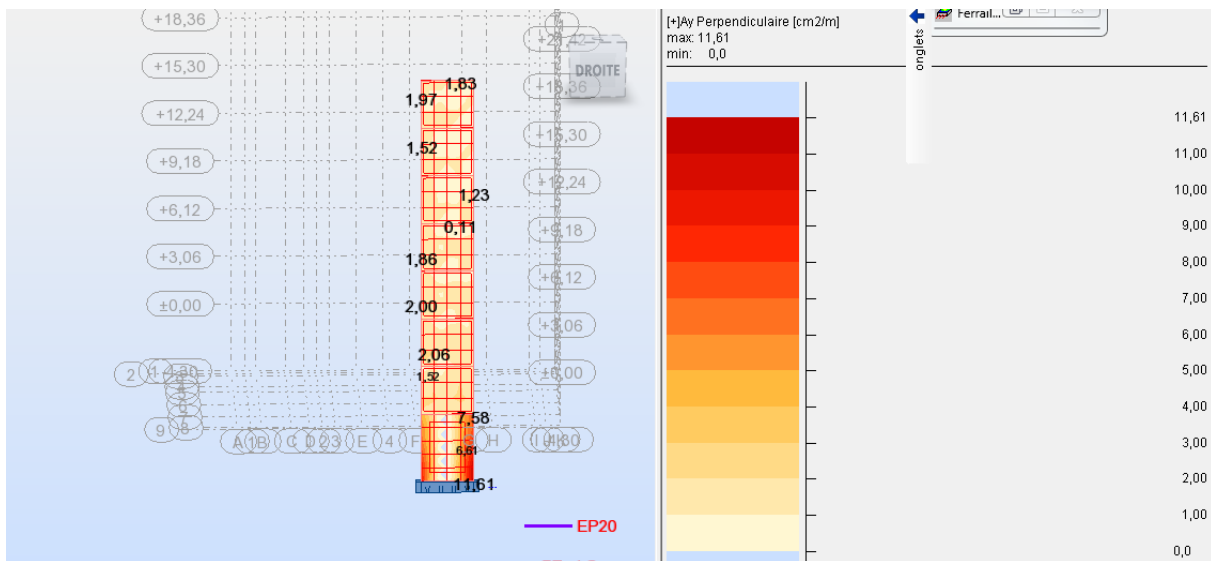
Comme les voiles sont dans le sens X on choisit la section d'acier X

Le résultat suivant va apparaître :

On prend le max des résultats dans chaque 2 niveaux

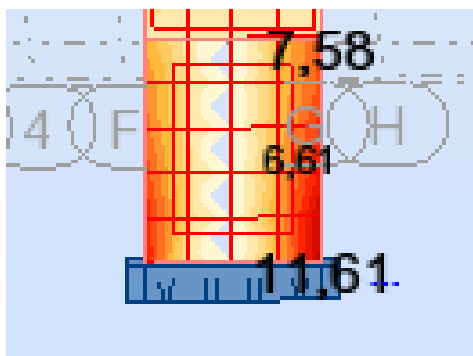
Le résultat suivant est donné dans chaque mètre linéaire :

VOILE SENS X :



1) Niveau 0 :

Longueur du voile 3,5m



✓ **Armatures longitudinales :**

$A_s = 11,61\text{cm}^2$

a) raidisseur (30x30) :

On adopte 8HA12 = 9,04cm²

Restant : 2.57cm²

b) zone d'extrémité (70cm) :

2HA12 + 6HA 10= 6,97cm² avec un espacement = 17.5cm

Avec un espacement e = 20cm.

✓ **Armatures transversales :**

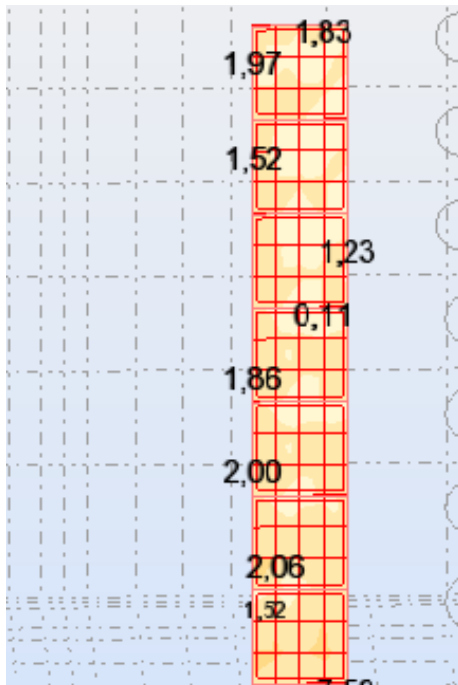
On adopte la section maximum de :

1) $A_x = 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_x = 3 \text{ cm}^2$

2) $A_x = A_s/4 = 2.90\text{cm}^2 \Rightarrow$ on adopte 8HA8 = 4.02cm²

avec un espacement e = 25cm.

2) Niveau 1 ,2, 3, 4, 5,6,7 :



***Premier mètre d'extrémité 1m :**

$$A_s = 6,52\text{cm}^2$$

a) Raidisseur 30x30 :

on adopte 8HA12 = 9,05cm²

b) Zone d'extrémité 70cm :

On adopte 8HA8 = 4,02cm² Avec un espacement $e = 17.5\text{cm}$

Deuxième mètre de la zone courante (2,3m) :

$A_s = 3,75\text{ cm}^2$ on adopte 10HA8 = 5,03cm²

Avec un espacement $e = 20\text{cm}$.

VOILE SENS Y :

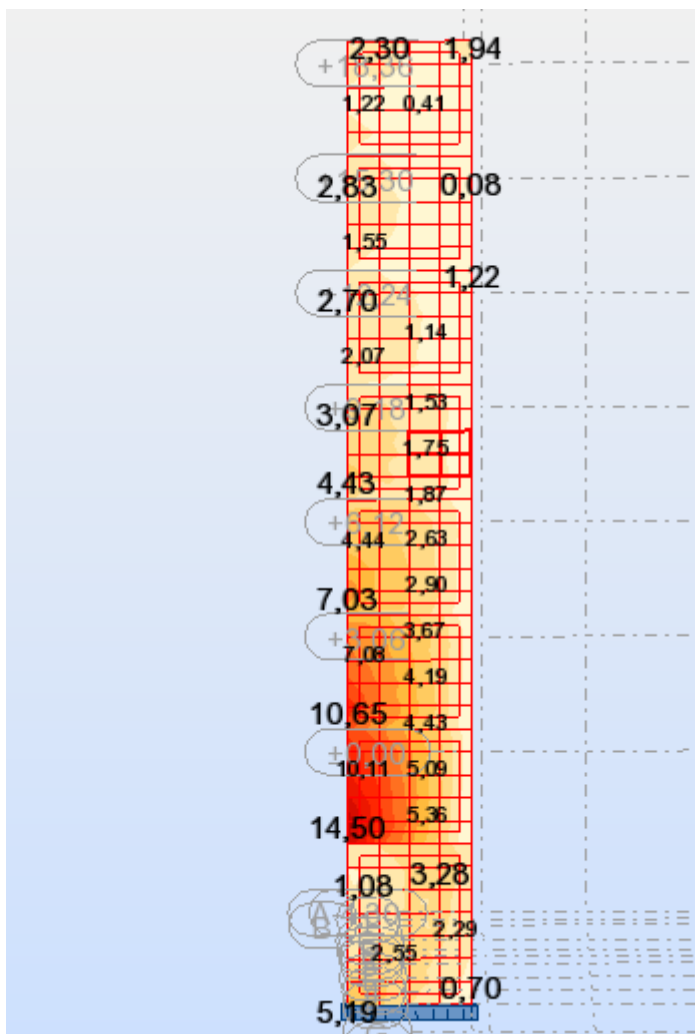
On recommence les mêmes étapes sauf :

On sélectionne les 2 voiles du sens x on et on entre leur numéaux dans la liste des panneaux, dans l'état limite accidentelle on entre les numéaux des ELA dans le sens x qui sont les cas suivants :

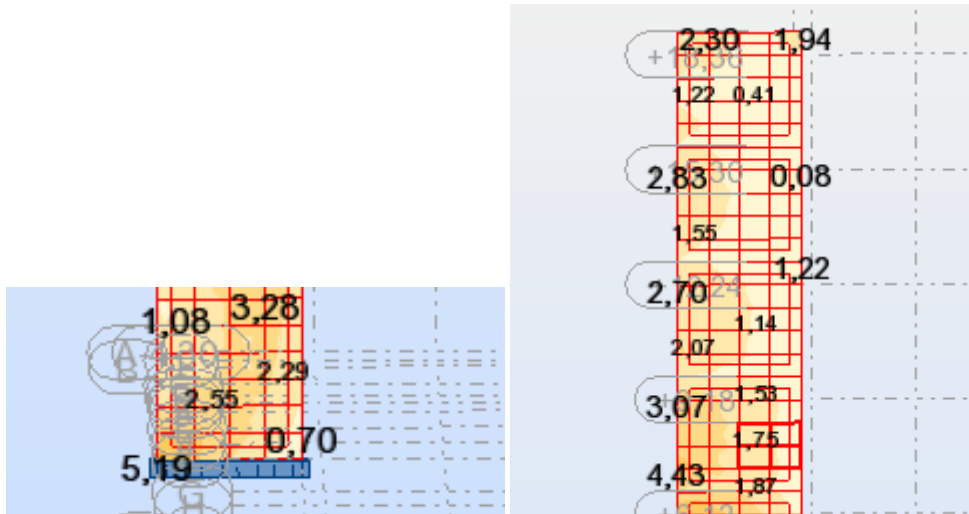
10 : $G+Q+E_y$, 11 : $G+Q-E_y$, 14 : $0.8G+E_y$, 15 : $0.8G-E_y$ et on lance le calcul.

Dans la boîte de dialogue ferrailage on coche la section d'acier y.

Le résultat suivant va apparaitre :



1) Niveau 0 et 4,5,6,7 :
Longueur du voile 4,30 m



✓ **Armatures longitudinales :**

Premier mètre d'extrémité 1m :

$A_s = 5,19\text{cm}^2$

a) Raidisseur (30x30) :

on adopte 8HA10 = 6,28cm

b) Zone d'extrémité 70cm :

On adopte 8HA = 4,02cm², Avec un espacement $e = 17.5\text{cm}$.

✓ **Armatures transversales :**

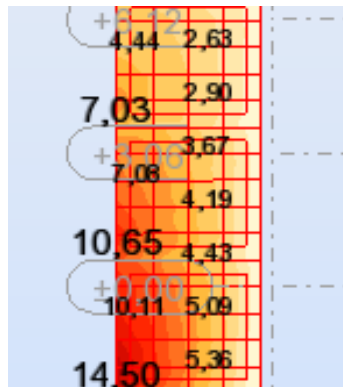
On adopte la section maximum de :

1) $A_x = 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_x = 3 \text{ cm}^2$

2) $A_x = A_s/4 = 1.3\text{cm}^2 \Rightarrow$ on adopte 8HA8 = 4.02 cm²

avec un espacement $e = 25\text{cm}$.

3) Niveau 1, 2, 3 :



✓ Armatures longitudinales :

Premier mètre d'extrémité 1m :

$$A_s = 14,50 \text{ cm}^2$$

a) Raidisseur (30x30) :

on adopte 8HA12 = 9,05 cm²

restant 5,45 cm²

b) Zone d'extrémité 70cm :

On adopte 8HA10 = 6,28 cm², Avec un espacement e = 17,5 cm.

Deuxième mètre intermédiaire 1m (de 2,3m) :

$$A_s = 7,5 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 10\text{HA}10 = 7,85 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement e = 20 cm.

✓ Armatures transversales :

On adopte la section maximum de :

$$1) A_x = 0,15\% B = 0,0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_x = 3 \text{ cm}^2$$

$$2) A_x = A_s/4 = 3,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 8\text{HA}8 = 4,02 \text{ cm}^2$$

CHPITRE IX :

Etude de la Dalle Machine

ETUDE DE LA DALLE MACHINE

IX.1. INTRODUCTION :

L'ascenseur est un appareil élévatoire installé à demeure comportant une cabine dont les dimensions permettant l'accès des personnes, se déplaçant au moins partiellement le long des guides verticaux dont l'inclinaison sur le vertical est inférieure à 15° .

La classe de l'ascenseur est définie selon DTU-75 1 type 1 classe 1 (Classe 1) : ascenseur destiné au transport des personnes.

IX.2. Caractéristique :

- La charge nominale
- Nombre de personnes
- Vitesse moyenne

IX.2. Définition des mots techniques liés à l'ascenseur :

1- Cabine : organe de l'ascenseur destiné à transporter des personnes.

2-Référence : tube entièrement métallique à angle droit, ventilation naturelle par planche et plafond dont les dimensions intérieures sont :

*Longueur : 2.02 m

*Hauteur : 3.06 m

3-Etrier : l'ossature métallique portant la cabine .

Il est dimensionné pour supporter sans aucune déformation permanente des efforts qui s'appliquent en service normal. La cabine n'est pas liée directement et rigidement au châssis de l'étrier, mais par intermédiaire de support anti-viral en caoutchouc.

On évite aussi toute transmission de vibration et le mouvement est parfaitement silencieux.

IX.3. Caractéristique de l'ascenseur :

- Capacité : 8 personnes
- Vitesse : 0.65 ou 1 m/s
- Charge nominale : 630 kg
- Dimension de la dalle machine : selon les conditions qu'ils nous ont été fournies par l'entreprise nationale des ascenseurs : l'épaisseur de la dalle machine $e = 25\text{cm}$

IX.4. Calcul des charges sollicitant la dalle :

- Poids de la machine : $C' = 6550 \text{ kg}$
- Charge nominale : $P = 630 \text{ kg}$
- Poids de la cabine : $C = 4000 \text{ kg}$
- Le poids du contre poids : $Q = C + 0.4P = 4000 + 0.45 (630) = 4252 \text{ kg}$

IX.4. 1. Détermination de la force d'inertie :

On admet qu'il y a trois phases de mouvement dans l'ascenseur :

- Mouvement uniforme accéléré : lors du démarrage
- Mouvement uniforme retardé : lors du freinage
- Mouvement uniforme silencieux : commandé par le treuil à réducteur

On fait le calcul dans le cas défavorable

a) Force d'inertie :

On néglige le poids de la poulie et les frottements dans les câbles

D'après le principe de la dynamique on a :

$$\sum F = m \cdot \gamma \Rightarrow P + C - T_1 = (m_C + m_P) \cdot \gamma \dots \dots \dots (1)$$

$$Q - T_2 = m_Q \cdot \gamma \dots \dots \dots (2)$$

b) Le poids de la poulie est négligeable :

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow T_1 \times R = T_2 \times R \Rightarrow T_1 = T_2 = T$$

$$\Leftrightarrow P + C - Q = (m_C + m_P + m_Q) \gamma$$

$$\text{Alors : } \gamma = \frac{P + C - Q}{m_C + m_P + m_Q} = \frac{630 + 4000 - 4252}{630 + 4000 + 4283,5} \times 10 = 0,43 \text{ m/s}^2$$

IX.4. 2. La tension dans les câbles :

$$T = Q + m_Q \cdot \gamma = 4252 + (4252 \times 0.43) = 6080.36 \text{ kg}$$

-La force d'inertie est donnée par :

$$F_i = T_1 + T_2 = 2T$$

$$F_i = 2 T = 2 \times 6080.36 = 12160.72 \text{ kg}$$

IX.4. 3. Calcul de la force additionnelle perturbatrice provenant de l'excitation de l'effort dynamique :

On néglige l'amortissement du au treuil et on suppose que le moteur est en équilibre, la force dynamique maximal est atteinte lorsque le travail est maximum c'est-à-dire pour un déplacement maximale

$$W = (C + P) \cdot d_{\max}$$

$$d_{\max} = 22,60 \Rightarrow W = (4000 + 630) \times 22,60 = 104638 \text{ Kg.m}$$

On prend le cas d'une impulsion rectangulaire, le facteur d'amplification dynamique ($D = 2$)

$$F_p = D (P + C) = 2(630 + 4000) = 9260 \text{ kg}$$

-Réaction de la poulie :

$$R = F_i + F_p = 2T + F_p = 12160,72 + 9260 = 21420 \text{ kg} = 21,42 \text{ t}$$

IX.5. Les charges sollicitant la dalle du local machinent :

IX.5.1. Surcharge d'accompagnement :

Charge nominale : $P = 630 \text{ kg}$

La force d'inertie : $F_i = 12160,72 \text{ kg}$

Force additionnelle perturbatrice : $E_p = 9260 \text{ Kg}$

Le poids du contre poids : $Q = 4252 \text{ kg}$

$$\sum Q_0 = 26302,72 \text{ kg}$$

IX.5.2. Charge permanente :

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ²)	G (kg/m ²)
Dalle en béton armé	25	2500	625
Forme de pente	3	2000	60
Isolation phonique	25	400	10
Mortier de pose	3	200	60
Revêtement dallage	2	2200	44
D_{DALLE} = 799kg/m²			

Tableau IX-1 : Charge permanente

IX.5.3. Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

IX.5.4. Calcul de la charge répartie sur la dalle :

La charge répartie = poids de la cabine (C) + poids de la machine (C')

Dimension de la dalle : $L_x = 1.8 \text{ m}$; $L_y = 3.02 \text{ m}$

$$\text{Charge répartie} = \frac{C + C'}{L_x + L_y} = \frac{4000 + 6550}{1,8 \times 2,02} = 2901,54 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$G = G_{\text{dalle}} + G_{\text{répartie}} = 0,799 + 2.9015 = 3,7005 \text{ t} / \text{m}^2$$

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q + \frac{1}{L_x \times L_y} \times \sum Q_0$$

$$q_u = 1,35(3,7005) + 1,5(0,1) + \frac{26.302}{1,8 \times 2,02} \Rightarrow q_u = 12,379 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,8}{2,02} = 0,9 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux directions}$$

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7845 \end{cases}$$

IX.5.5. Calcul des moments :

D'après BAEL 91 : pour une dalle porte suivant deux directions, les moments Fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

➤ **Sens XX :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0456 \times 12,379 \times (1,8)^2 = 1,82 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_x = 1,547 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0,5 \cdot M_x = 0,91 \text{ t.m}$$

➤ **Sens YY :**

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,7845 \times 1,82 = 1,427 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_y = 1,219 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0,5 \cdot M_y = 0,713 \text{ t.m}$$

IX.5.6. Calcul des ferrillages de la dalle :

➤ **Sens XX :**

✓ **En travée :** $M_t = 1,547 \text{ t.m}$

$$\mu = M_u / b d^2 f_c = 1,547 * 10^5 / 100(18)^2 * 142 = 0.033 < \mu_r \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{-1 \pm \sqrt{1 - 2 * 0.033}}{0.8} = 0.04$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17(1 - 0.4 * 0.04) = 17.71$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{154700}{16.72 * 3480} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.51 \text{ cm}^2$ on adopte : **4HA10 = 3.14 cm²**

-Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400}$$

$A_s = 2,51 \geq A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ Vérifiée

✓ **Sur appuis :**

$$M_a = 0.91 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.0197 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.02$$

$$Z = 17.85$$

$A_s = 1.46 \text{ cm}^2$ on adopte : **4HA10 = 3.14 cm²**

$A_s = 1.46 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition de non fragilité vérifiée

➤ **Sens YY :**

✓ **En travée :** $M_t = 1,219 \text{ t.m}$

$$\mu = 0.026 > \mu_r \Rightarrow A_s' = 0$$

$A_s = 1.97 \text{ cm}^2$ on adopte : **6HA10 = 4.71 cm²**

$A_s > 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition de non fragilité vérifiée

✓ **Sur appuis :** $M_a = 0,713 t.m$

$$\mu = 0.015 > \mu_r \Rightarrow A_s' = 0$$

$$A_s = 1.14 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2}$$

$$A_s > 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition de non fragilité vérifiée}$$

IX.5.7. Vérification a L'ELS :

$$q_s = G + Q + \sum Q/1.6 + 3.05 = 7.8 \text{ t/m}^2$$

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7845 \end{cases}$$

➤ **Sens XX :**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0456 \times 12.37 \times 1.8 = 1,82 t.m$$

$$M_{tx} = 1,54 t.m$$

$$M_{ax} = 0,91 t.m$$

✓ **En travée :** $M_s = 1.54 t.m$ $A_s = 4.71 \text{ cm}^2$

-Position de l'axe neutre :

$$(bx^2/2) + (15A_s)x - 15A_s d = 0$$

$$50x^2 + 70.6x - 1271.7 \Rightarrow x = 4.38 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = bx^3/3 + 15A_s (d - x)^2 = 1.59 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

-Vérification des contraintes :

***En béton :**

$$\sigma_{bc} = M_s x/I_b = 1.54 \times 10^5 \times 4.38 / 1.59 \times 10^4$$

$$\sigma_{bc} = 42,42 \text{ Kg / cm}^2 \leq \sigma_{bc} = 150 \text{ Kg / cm}^2$$

***En acier :**

$$\sigma_{st} = M_s \cdot x \cdot (d - x) / I$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$$577.79 \text{ Kg / cm}^2 \leq 2020 \text{ Kg / cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifier}$$

✓ **Sur appuis :** $M_a = 0.91 \text{ t.m}$; $A_s = 4.71 \text{ cm}$

-Position de l'axe neutre :

$$(bx^2/2) + (15A_s)x - 15A_s d = 0$$

$$50x^2 + 71.1x - 1564.2 \Rightarrow x = 4.38 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = bx^3/3 + 15A_s (d - x)^2 = 1.59 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

-Vérification des contraintes :

***En béton :**

$$\sigma_{bc} = 25.06 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifier}$$

***En acier :**

$$\sigma_{st} = 341.42 \text{ kg/cm}^2 < 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifier}$$

➤ **Sens YY :**

$$M_y = \mu_y \times M_x = 1,42 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,20 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = 0,71 \text{ t.m}$$

✓ **En travée :** $M_t = 0.20 \text{ t.m}$; $A_s = 4.71 \text{ cm}^2$

-Position de l'axe neutre :

$$50x^2 + 71.1x - 1564.2 \Rightarrow x = 4.38 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2 = 1.59 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

-Vérification des contraintes :

*En béton :

$$\sigma_{bc} = 5.50 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifier}$$

*En acier:

$$\sigma_{st} = 75.03 \text{ kg/cm}^2 < 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifier}$$

✓ **Sur appuis :** $Ma = 0.71 \text{ t.m}$ $As = 4.71 \text{ cm}^2$

-Position de l'axe neutre :

$$50x^2 + 71.1x - 1564.2 \Rightarrow x = 4.38 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2 = 1.59 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

-Vérification des contraintes :

*En béton :

$$\sigma_{bc} = 19.55 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifier}$$

*En acier :

$$\sigma_{st} = 266.38 \text{ kg/cm}^2 < 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifier}$$

-Justification de l'effort tranchant :

$$T_x = \frac{qu \times L_x \times L_y}{3LY} = \frac{9.006 \times 1.8 \times 2.02}{3(2.02)} = 7.42 \text{ t}$$

$$\tau_x = \frac{T_x 103}{b \times d} = \frac{7.42 \times 103}{100 \times 18} = 0.42 \text{ MPA}$$

$$0.42 \text{ MPA} \leq 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Verifier}$$

➤ Vérification de la flèche :

1- $\frac{ht}{L_x} = 0.11 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.20 \dots\dots\dots \text{Verifier}$

2- $\frac{As}{bd} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Verifier}$

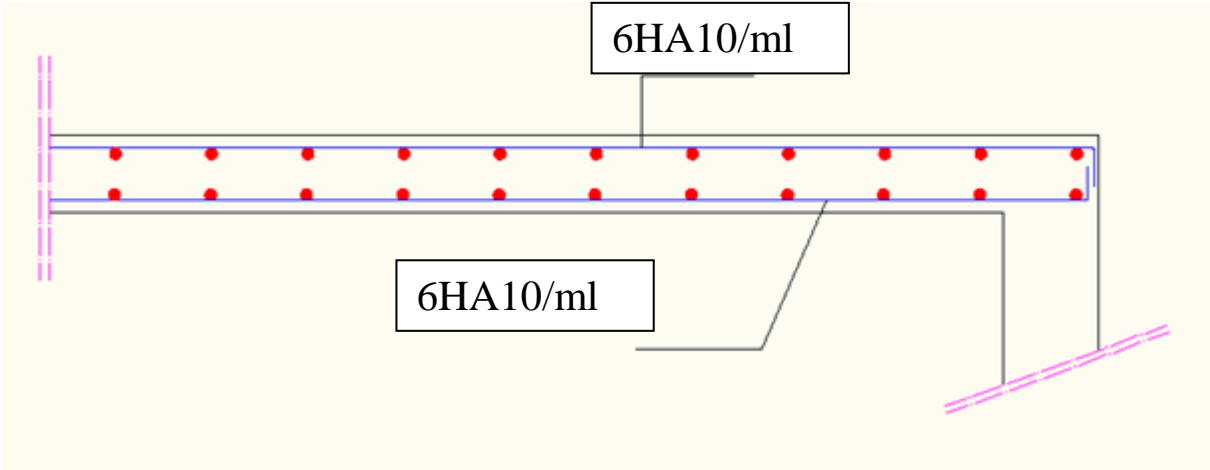


Figure -IX-1 ferrailages de la dalle

CHAPITRE X :

Etude de L'infrastructure

CALCUL DES ELEMENTS D'INFRASTRUCTURE

X-1- INTRODUCTION :

La construction d'un ouvrage nécessite au préalable l'étude du sol c'est-à-dire pour choisir le type et les dimensions des fondations, il est nécessaire de connaître la nature du sol qui sera implémenté notre ouvrage. L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

1-1-Définition :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure à savoir : Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique et sismique. Donc les fondations constituent la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble et leur rôle principal est de répartir sur le sol les charges transmises par la structure et donc d'assurer sa stabilité :

- Stabilité au tassement ;
- Stabilité au renversement ;
- Stabilité au glissement (bon ancrage) ;
- Stabilité au soulèvement (due généralement à présence de nappes phréatique).

X-2-Etude De L'infrastructure :

2-1- Choix De Type De Fondations : Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori , des fondations superficielles de type :

1. Semelle filante .
2. Radier évidé.
3. Radier général.

Deux choix s'offrent à nous :

1. Semelles filantes .
2. Radier général.

2-1-1-Semelles filantes :

Pour valider ce choix , il faut que l'excentricité ue aux forces verticales et sismiques , reste inférieure à la moitié centrale de l'élément de fondation [RPA.art 10.15] :

$$M/N \leq B / 4$$

Si cette première condition est vérifiée , il faut s'assurer qu'il n y a ni encombrement ,ni chevauchement entre les semelles .

-Vérification de l'excentricité minimale : voile V_x

$$M_x = 122.58 \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$N_x = 31.08 \text{tf}$$

Après dimensionnement de la semelle nous obtenons une largeur de $B = 174.5 \text{ cm}$

$B/4 = 1.745/4 = 0.43 \text{ m}$ et $M_x/N_x = 122.58/31.08 = 3.94 \text{ m} \rightarrow M_x/N_x > B/4$ donc la condition n'est pas vérifiée.

On exclut donc les semelles filantes et on adopte un radier général.

3-1-2- Etude du radier :

1-1- Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier est directement donnée par les conditions suivantes :

-condition de rigidité :

$$L_e \geq 2L_{\max}/\pi$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux files parallèles.

L_e : longueur élasticité .

$$L_e = \sqrt[4]{4EI/Kb}$$

E = module d'élasticité.

I = inertie d'un bande d'un mètre de radier.

K = coefficient de raideur du sol.

b = largeur du radier (bande de 1m).

$$L_e^4 = 4EI/Kb, \text{ avec } I = bh^3/12$$

$$\text{D'où : } h_e \geq \sqrt[3]{(48 \cdot K \cdot L_{\max}^4 / E\pi^4)}$$

$$\rightarrow h_e \geq \sqrt[3]{(48 \cdot 4 \cdot 380^4 / 318209 \cdot \pi^4)} = 71.91 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 3.80 \text{ m} ; E = 318209 \text{ kgf/cm}^2 ; K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$\rightarrow h_e = 71.91 \text{ cm}$$

-Condition forfaitaire :

La Condition forfaitaire est donnée par la relation suivante :

$$L/8 \leq ht \leq L/5 \rightarrow 380/8 \leq ht \leq 380/5$$

$$\rightarrow 47.5 \leq ht \leq 42.22$$

De ces deux conditions , nous adoptons une épaisseur $e = 50 \text{ cm}$ et on adoptera un radier nervuré vu sa grande épaisseur .

4- Dimensionnement des nervures et de la dalle

4-1- Nervures :

$$ht \geq L/10 \rightarrow ht \geq 380/10 = 38 \text{ cm}$$

$$\rightarrow ht = 50 \text{ cm}$$

4-1-Dalle :

$$ht \geq L/20 \rightarrow ht \geq 380/20 = 19 \text{ cm}$$

$$\rightarrow ht = 30 \text{ cm}$$

Donc les dalle auront une épaisseur de 30 cm et nervures de 50cm.

5-Détermination de la surface minimale du radier :

la surface minimale du radier est donnée par la contrainte admissible du sol :

$$N/S_r \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow N/\bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow N = \text{effort à la base de la structure}$$

$$\rightarrow N_U = 1.35 G + 1.5Q = 7148.23 \text{ tf}$$

$$S_r \geq 7148.23/20 = 357.14 \text{ m}^2$$

Notre structure à une surface $S = 357.14 \text{ m}^2$ donc la section du radier ne suffit pas :

il faut mettre des débords de section minimales .

6-Calcul du débordement :

$$D \geq \max (h/2 , 30 \text{ cm}) = \max (50/2, 30 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

Donc on prend un débord de $D=45\text{cm}$

La surface totale du radier est donnée par :

$$S_r = S + D \cdot \text{périmètre} = 543.704 + 0.45 \cdot 2(29.20 + 18.62)$$

$$S_r = 586.742 \text{ m}^2$$

7- Vérification du radier :

7-1- Poinçonnement : BAEL91

Nous devons vérifier que :

$$N_u/S_r \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow 7148.23 / 586.742 = 12.18 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 \text{ condition vérifiée}$$

7-2- Csaillement :

$$V_u \leq q_u \cdot L/2 = N_u/S_r \cdot L/2$$

$$\tau = N_u/S_r \cdot L/2 \cdot 1/b \cdot 0.9h \leq \overline{\tau} = 0.07f_c/28/\gamma_b$$

$$\rightarrow h \geq N_u \cdot L \cdot \gamma_b / 0.9 \cdot 2S_r \cdot 0.07f_c/28$$

$$\rightarrow h \geq 7148.23 \cdot 10^3 \cdot 380 \cdot 1.5 / 0.9 \cdot 2 \cdot 586.742 \cdot 10^4 \cdot 0.07 \cdot 250 = 44.09 \text{ cm}$$

Finalement $\tau < \overline{\tau}$ d'où la condition est vérifiée

7-3- Caractéristiques géométriques du radier

- coordonnées du centre de gravité :

$$G : G_x = G_{x\text{bat}} + 0.45 = 13.830 + 0.45 = 14.28 \text{ m}$$

$$G_y = G_{y\text{bat}} + 0.45 = 9.6092 + 0.45 = 10.05 \text{ m}$$

- Section rectangulaire équivalente du gravité :

Section rectangulaire structure : $\rightarrow L = 27.20 \text{ m}$

$$l = 18.62 \text{ m}$$

Section rectangulaire radier : $\rightarrow L' = 27.20 + 0.45 = 27.65 \text{ m}$

$$l' = 18.62 + 0.45 = 19.07 \text{ m}$$

8-Calcul de l'inertie du radier :

$$I_x = 14871.1478 \text{ m}^4$$

$$I_y = 29936.64 \text{ m}^4$$

9-Vérification de la répartition des contraintes sous voiles V_x :

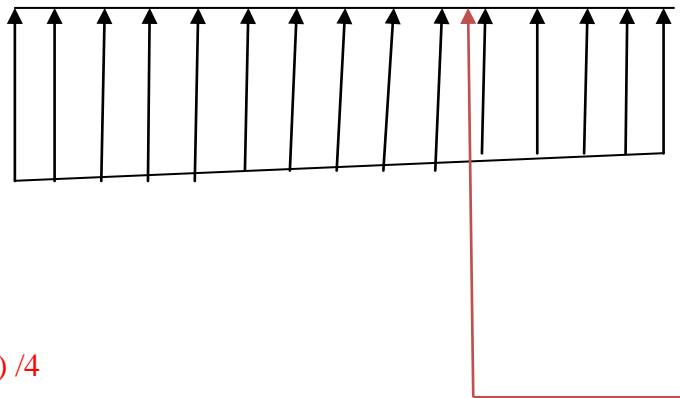
$$*\sigma_1 = N/S_r + M_Y/I \quad M = \text{moment du au séisme du voile} = 122.58 \text{ t.m}$$

$$*\sigma_2 = N/S_r - M_Y/I \quad N_u = \text{effort à la base du bâtiment} = 7148.23 \text{ tf}$$

$$*\sigma_1 = 7148.23/586.742 + 122.58 * 9.6092 / 14871.1478 = 12.26 \text{ tf/m}^2$$

$$*\sigma_2 = 7148.23/586.742 - 31.08 * 9.6092 / 29936.64 = 12.17 \text{ tf/m}^2$$

La répartition des contraintes est donnée comme suit :



$$\sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2) / 4$$

Donc nous devons avoir sous le radier : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_m = (3 * 12.26 + 12.17) / 4 = 12.23 \text{ tf/m}^2$$

Donc la contrainte sous le voile est vérifiée

-Vérification au renversement :

Nous allons toujours considérer le même voile V_x ou est le moment du à l'effort sismique y est concentré.

La vérification se fera donc par l'excentricité minimal de l'effort :

$$e = M/N \leq B/4 \rightarrow 122.58/1187.24 = 0.1 \text{ m et } B/4 = 17.45 / 4 = 4.36 \text{ m}$$

Donc $e < 4.36$ condition vérifiée .

10-Ferraillage du radier :

10-1-Ferraillage de la dalle :

Le radier se calculera comme un plancher reversé appuyé sur les voiles et les poteaux .Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux la méthode proposée par le BAEL91

La fissuration est considérée préjudiciable par la contrainte du sol , pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x/L_y$) et du coefficient de POISSON (ν) .

10-2- Calcul des sollicitations :

A L'ELU :

-Hypothèse de calcul : ($\nu=0$) :

$$\alpha = l_x/l_y = 0.71 \rightarrow \mu_x = 0.0697 \text{ et } \mu_y = 0.4181$$

Nous considérerons le panneau le plus sollicité de dimensions $l_x = 3.00 \text{ m}$ et $l_y = 4.20$

$$Q_U = 7148.23 \text{ t} \rightarrow q_u = Q_U / S_r = 7148.23 / 586.742 = 12.18 \text{ t/m}^2$$

-Sens de la petite portée x :

$$M_{ox} = \mu_x q l_x^2 \rightarrow M_{ox} = 0.0697 * 12.18 * 3.00^2 = 6.27 \text{ tf.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_{ox} \rightarrow M_{tx} = 0.75 * 6.27 = 4.70 \text{ tf.m}$$

$$M_{ox} = -0.5 M_{ox} \rightarrow M_{ox} = -0.5 * 6.27 = -3.13 \text{ tf.m}$$

-Sens de la petite portée y :

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} \rightarrow M_{oy} = 0.4181 * 6.27 = 2.62 \text{ tf.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy} \rightarrow M_{ty} = 0.75 * 2.62 = 1.97 \text{ tf.m}$$

$$M_{oy} = -0.5 M_{oy} \rightarrow M_{oy} = -0.5 * 2.62 = -1.31 \text{ tf.m}$$

CHAPITRE X CALCUL DES ELEMENTS D'INFRASTRUCTURE

$$T_{UX} = 1/2 (qulx / 1 + (\alpha l / 2)) = 1/2 (12.18 * 3.00 / 1 + (0.71 / 2)) = 13.48 \text{tf}$$

$$T_{UX} = (qulx / 3) = (12.18 * 3 / 3) = 12.18 \text{tf}$$

11-Ferraillage du panneau dans les deux sens :

En travée : $M_u = 5.46 \text{ tf.m} = 5460 \text{ kgf.m}$

En appui : $M_u = 3.64 \text{ tf.m} = 3640 \text{ kgf.m}$

Le ferraillage se fera à la flexion simple en considérant une bande de longueur unitaire $1\text{m} = 100\text{cm}$ et de hauteur l'épaisseur du radier $h = 50\text{cm}$.

Les résultats sont directement mis dans les tableaux suivants.

	μ	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	Nombre de barres +section (cm^2)
Travée	0.0071	0.53	2.4	4T12=4.52
Appui	0.0047	0.34	2.4	4T12=4.52

-Espacement des barres

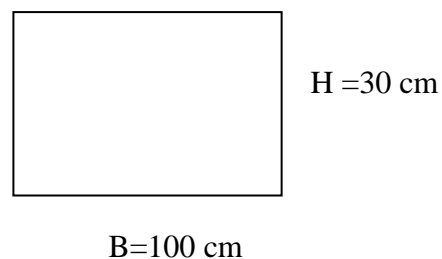
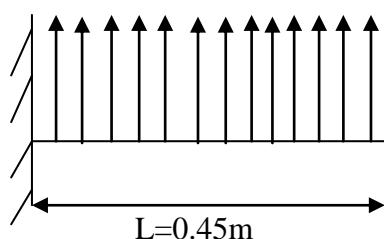
$$e_{\text{max}} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(3 * 50 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

12-Ferraillage du débord :

Nous considérons un débord de longueur $l = 0.45\text{m}$ et d'épaisseur $h = 30$. Pour le calcul, prenons une bande de 1m .

Le débord sera calculé comme une console libre d'un côté et encastré de l'autre.



-Calcul des sollicitations :

$$M_u = qul^2 / 2 = 12.18 * 0.45^2 / 2 = 1.2332 \text{ t.m} = 1233 \text{ kgf.m}$$

	μ	$A_{\text{calculée}}(\text{cm})$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Nombre de barres +section(cm^2)
CONSOL	$2.6 * 10^{-3}$	1.97	2.4	4T12=4.52

-Vérification de l'effort tranchant :

Nous allons considérer que la fissuration est préjudiciable et la vérification est donnée par :

$$\overline{\tau}_u = \min(0.15 f_{ct} / \gamma_b ; 4 \text{MPa}) = \min(0.15 * 25 / 1.5 ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

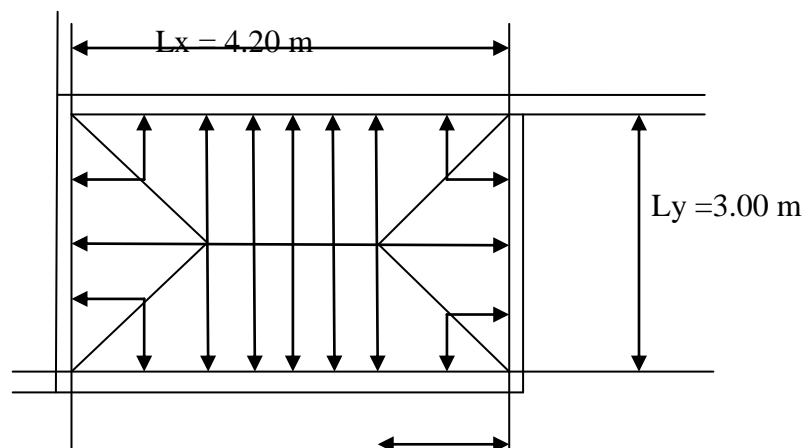
$$\tau_u = V_u / b_0 * d \rightarrow \tau_u = 12.03 * 10^3 / 100 * 0.9 * 30 = 4.45 \text{ kgf/cm}^2 = 0.445 \text{MPa}$$

$\tau < \overline{\tau}$ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire de meme l'épaisseur de la dalle est suffisante pour reprendre l'effort tranchant.

13-Ferraillage de la nervure :

Nous supposons que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas nous considérons que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol



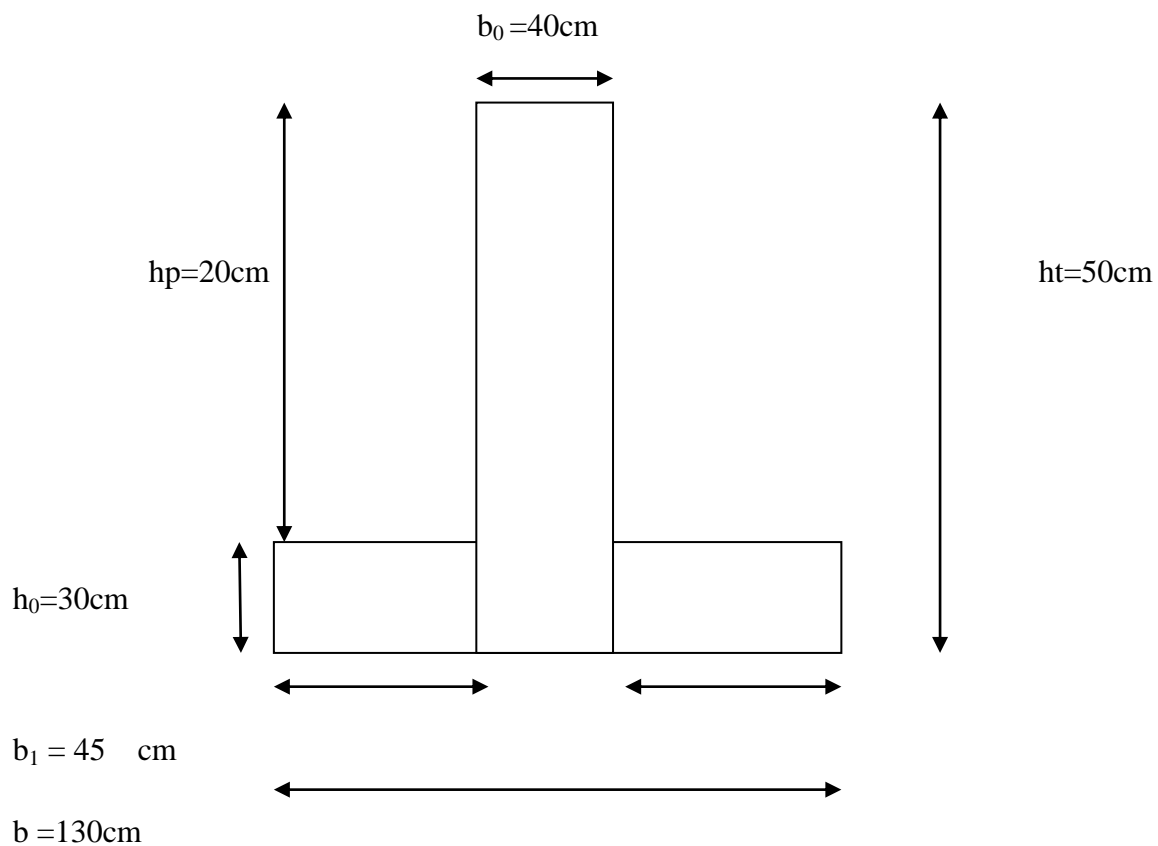
$L_x / 2$

-Charges et surcharges :

-Réaction du sol : $N_U/S_r = 7148.23 / 586.742 = 12.18 \text{ kgf/m}^2$

-Poids de la dalle qui égal à : $0.30 * 2500 = 750 \text{ kgf/m}^2$

-Poids propre de la nervure qui est égal à : $0.4 * 0.5 * 2500 = 500 \text{ kgf/m}^2$



14-Ferraillage en appui :

Avec $b_1 \leq \min (l_y/10 ; l_x/2) = \min (4.20/10 ; 3.00/2) = 0.420 \text{ m} = 42.0 \text{ cm}$

$b_1 = 45 \text{ cm}$

$M_t = b * h_0 * f_{bc} * (d - h_0/2) = 130 * 30 * 142 * (71 - 30/2) = 31012.8 \text{ tf} \cdot \text{ml}$

Donc

$M_U < M_t \rightarrow$ La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b * h)$

CHAPITRE X CALCUL DES ELEMENTS D'INFRASTRUCTURE

$$\mu = M_U / b * d^2 * f_{bc} = 32.70 * 10^5 / 130 * 71^2 * 142 = 0.03 < 0.392 \quad \text{donc } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.03}) = 0.036$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 71(1 - 0.4 * 0.036) = 70.07 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_s = M_u / z * (f_e / \gamma_s) = 32.70 * 10^5 / 70.07 * (4000 / 1.15) = 13.41 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23b * d * f_t / f_e = 0.23 * 130 * 71 * 21 / 4000 = 11.14 \text{ cm}^2$$

-Section minimale selon la RPA

La RPA préconise une section minimale à tenir en compte au niveau des nœuds et des travées :

-0.5 % dans toutes les zones

$$A_{smin} = 0.005 * 40 * 50 = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{scal} ; A_{cnf} ; A_{srpa}) = 12 \text{ cm}^2$$

On adopte 8HA12 = 12.32 cm²

-Espacement des armatures longitudinales

BAEL 91 :

$$St \leq \min(b_0 + 10 ; 40 \text{ cm}) \rightarrow b_0 = 40 \text{ cm}$$

$$St \leq 40 \text{ cm}$$

On adopte St = 20 cm

-Armature transversale :

BAEL 91 :

$$\emptyset \leq \min(h / 35 ; b_0 / 10) = \min(50 / 35 ; 40 / 10) = 1.42 \text{ cm} = 14.2 \text{ mm}$$

On adopte des cadres de $\emptyset = 10$

-Espacement des armatures transversales selon la RPA :

$$- t \leq 15\emptyset = 15 * 1 = 15 \text{ cm} \quad \text{zone courante}$$

CHAPITRE X CALCUL DES ELEMENTS D'INFRASTRUCTURE

$$- t' \leq \text{Min}(h/2 ; b/2 ; 10\phi_t) = \text{Min}(50/2 ; 130/2 ; 10*1.2) = 12 \text{ cm zone nodale}$$

- Contrainte dans le béton :

Position de l'axe neutre $\rightarrow b_0 x^2 / 2 + nA_s' (x-d') - nA_s(d-x) = 0$ avec $n=15$ et $A_s'=0$

$$\rightarrow 20 x^2 - 15 * 13.41 (71-x) = 0$$

$$\rightarrow 20 x^2 + 201.15x - 14281.65 = 0$$

$$\rightarrow x = 22.16 \text{ cm}$$

Moment d'inertie : $\rightarrow I = bx^3/3 + 15[A_s(d-x)^3 + A_s'(x-d')^3]$

$$I = bx^3/3 + 15A_s(d-x)^2$$

$$I = 40*22.16^3/3 + 15[13.41(71-22.16)^3] = 235791.24 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = M_{sx} / I \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

15-Ferraillage en travée :

$$\mu = M_u / b*d^2*f_{bc} = 32.70*10^5 / 40*71^2*142 = 0.11 < 0.392 \text{ donc } A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.11}) = 0.14$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 71(1 - 0.4 * 0.14) = 70.0 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_s = M_u / z * (f_e / \gamma_s) = 32.70*10^5 / 70.0 * (4000/1.15) = 1.34 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23b * d * f_{t28} / f_e = 0.23*40*71*21/4000 = 3.42 \text{ cm}^2$$

-Section minimale selon la RPA :

La RPA préconise une section minimale à tenir en compte au niveau des nœuds et des travées :

-0.5 % dans toutes les zones

$$A_{min} = 0.005 * 40 * 50 = 10 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE X CALCUL DES ELEMENTS D'INFRASTRUCTURE

$$A_s = \max (A_{scal} ; A_{cnf} ; A_{srpa}) = 12\text{cm}^2 \text{ On adopte } 8\text{HA}14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

-Vérification à l'ELS :

-Contrainte dans le béton :

$$\text{Position de l'axe neutre} \rightarrow b_0 x^2 / 2 + nA_s' (x-d') - nA_s(d-x) = 0 \text{ avec } n=15 \text{ et } A_s'=0$$

$$\rightarrow 20 x^2 - 15 * 16.04 (71-x) = 0$$

$$\rightarrow 20 x^2 + 240.6x - 18526.2 = 0$$

$$\rightarrow x = 25 \text{ cm}$$

$$\rightarrow x = 23.71 \text{ cm}$$

$$\text{Moment d'inertie : } \rightarrow I = bx^3/3 + 15[A_s(d-x)^3 + A_s'(x-d')]$$

$$I = bx^3/3 + 15A_s(d-x)^2$$

$$I = 40 * 25^3/3 + 15[16.04(77-25)^3] = 858915.73 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = M_{sx} / I \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 14.99 * 10^5 * 25 / 858915.73 = 43.63 \text{ kg/cm}^2 \text{ donc } \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

-Sens transversal 04 travées :

-Sollicitations

$$G = 75\text{kg/m}^2 = 0.75 \text{ tf/m}^2$$

$$Q = 21.18\text{tf/m}^2$$

Nous tirons les résultats des sollicitations directement de ROBOT sous forme de tableau :

16-Ferraillage en appui :

$$\text{Avec } b_1 \leq \min (l_y / 10 ; l_x / 2) = \min (4.20 / 10 ; 3 / 2) = 0.420 \text{ m} = 42.0 \text{ cm}$$

$$M_t = b * h_0 f_{bc} (d - h_0 / 2) = 130 * 30 * 142 (71 - 30 / 2) = 31012.8 \text{ tf.ml}$$

Donc

CHAPITRE X CALCUL DES ELEMENTS D'INFRASTRUCTURE

$M_U < M_t \rightarrow$ La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b*h)

$$\mu = M_U / b * d^2 * f_{bc} = 32.70 * 10^5 / 130 * 71^2 * 142 = 0.02 < 0.392 \quad \text{donc } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.02}) = 0.005$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 71(1 - 0.4 * 0.005) = 70.85 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_s = M_u / z * (f_e / \gamma_s) = 32.70 * 10^5 / 71.85 * (4000 / 1.15) = 13.08 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23b * d * f_t / f_e = 0.23 * 130 * 71 * 21 / 4000 = 11.14 \text{ cm}^2$$

-Section minimale selon la RPA

La RPA préconise une section minimale à tenir en compte au niveau des nœuds et des travées :

-0.5 % dans toutes les zones

$$A_{smin} = 0.005 * 50 = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{scal} ; A_{cnf} ; A_{srpa}) = 12 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte 8HA14} = 12.32 \text{ cm}^2$$

17-Ferraillage en travée :

$$\mu = M_u / b * d^2 * f_{bc} = 21.80 * 10^5 / 40 * 71^2 * 142 = 0.07 < 0.392 \quad \text{donc } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1 + 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.07}) = 0.09$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 71(1 - 0.4 * 0.09) = 68.4 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_s = M_u / z * (f_e / \gamma_s) = 21.80 * 10^5 / 68.4 * (4000 / 1.15) = 9.16 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23b * d * f_t / f_e = 0.23 * 40 * 77 * 21 / 4000 = 3.71 \text{ cm}^2$$

-Section minimale selon la RPA :

CHAPITRE X CALCUL DES ELEMENTS D'INFRASTRUCTURE

La RPA préconise une section minimale à tenir en compte au niveau des noeds et des travées :

-0.5 % dans toutes les zones

$$A_{smin} = 0.005 * 40 * 50 = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{scal} ; A_{cnf} ; A_{srpa}) = 12 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 8\text{HA}14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

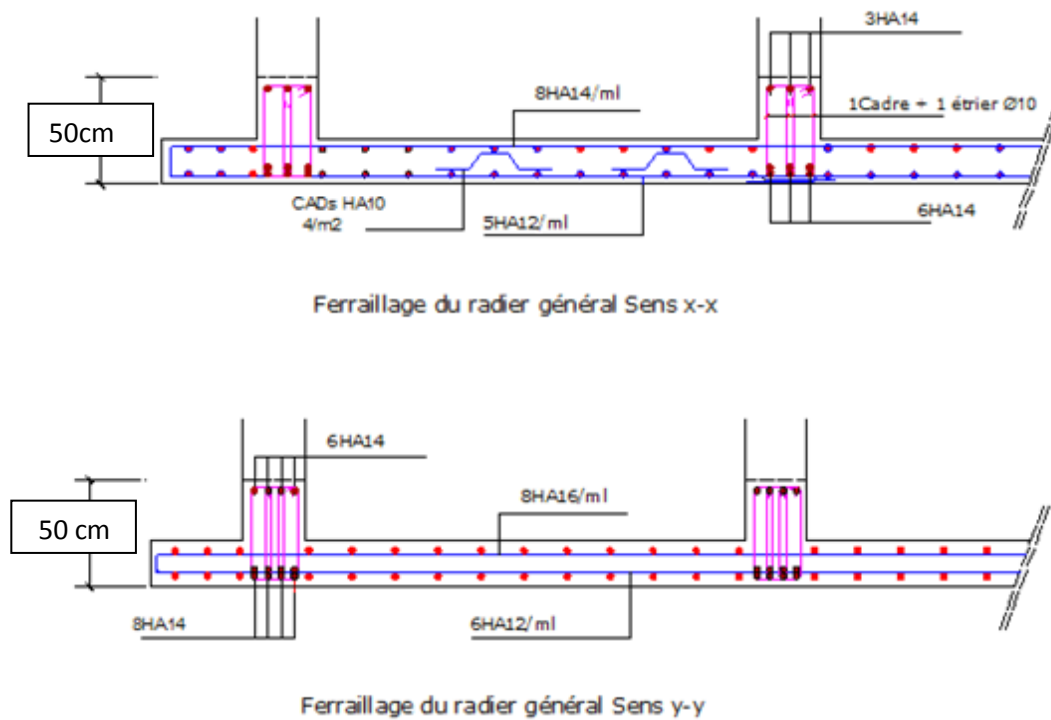


Figure -X-1 : Ferrailage de la nervure

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Lors de la conception de ce bâtiment, nous avons particulièrement rencontré des difficultés, parmi d'autres dans la disposition des voiles dues à sa forme en (L) var1.

Nous avons décidé donc de ajouté des voiles dues à sa forme en (U et T) à la structure var2..

Enfin, l'objectif principal de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires et d'économie.

LES FIGURES:

- CHAPITRE I :**
- Figure –I-1- : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.
 - Figure –I-2-:Diagramme contraintes-déformations
 - Figure –I-3- : Diagramme des contraintes-déformation des aciers
- CHAPITRE II :**
- Figure II-1- :coupe transversale (section en T)
 - Figure –II-2 : Schéma des escaliers
- CHAPITRE III :**
- Figure -III-1 :Plancher terrasse inaccessible
 - Figure –III-2 : Plancher étages courants
 - Figure -III-3 :Remplissage extérieur
 - Figure -III-4 : LES BALCONS
 - Figure -III-5 : LES ESCALIERS
 - Figure -III-6 :Palier de repos
- CHAPITRE IV :**
- Figure –IV-1 : Les escaliers
 - Figure –IV-2 :Ferrailage de la poutre palière
 - Figure –IV-3 :Ferrailage de l’acrotère
 - Figure –IV-4 :Ferrailage de Balcon
- CHAPITRE V:**
- Figure -V-1 : Ferrailage de Nervure
 - Figure -V-1 : La répartition des contraintes
 - Figure -V-2 :Schéma statique
 - Figure –V-3 :Schéma de la nervure
 - Figure –V-4 : Ferrailage de radier général sens xx
 - Figure –V-3 :Ferrailage de radier général sens yy
- CHAPITRE VI:**
- Figure –VI-1- : Ferrailage des poutres
 - Figure –VI-2- : Ferrailage des poteaux

**CHAPITRE
VII :**

Figure VII-1-: La disposition des voiles

CHAPITRE IX :

Figure -IX-1 :Ferrailage de la nervure

LES TABLEAUX :

CHAPITRE III : Tableau –III-1 : Plancher étages courants

Tableau -III-2: Remplissage extérieur

Tableau-III-3 : LES Balcons

Tableau-III-4 : LES Escaliers

Tableau-III-5 :Palier de repos

**CHAPITRE
VIII :**

Tableau –VIII-1 :Ferrailage du panneau

Tableau -VIII-2 :Ferrailage du débord

Tableau -VIII-3 :Calcul des sollicitations

**CHAPITRE
VII :**

Tableau VII-1 : de mode et des période

Tableau VII-2 :des réactions a la base sous x

Tableau VII-3 :des réactions a la base sous y

CHAPITRE IX : Tableau IX-1 : Charge permanente

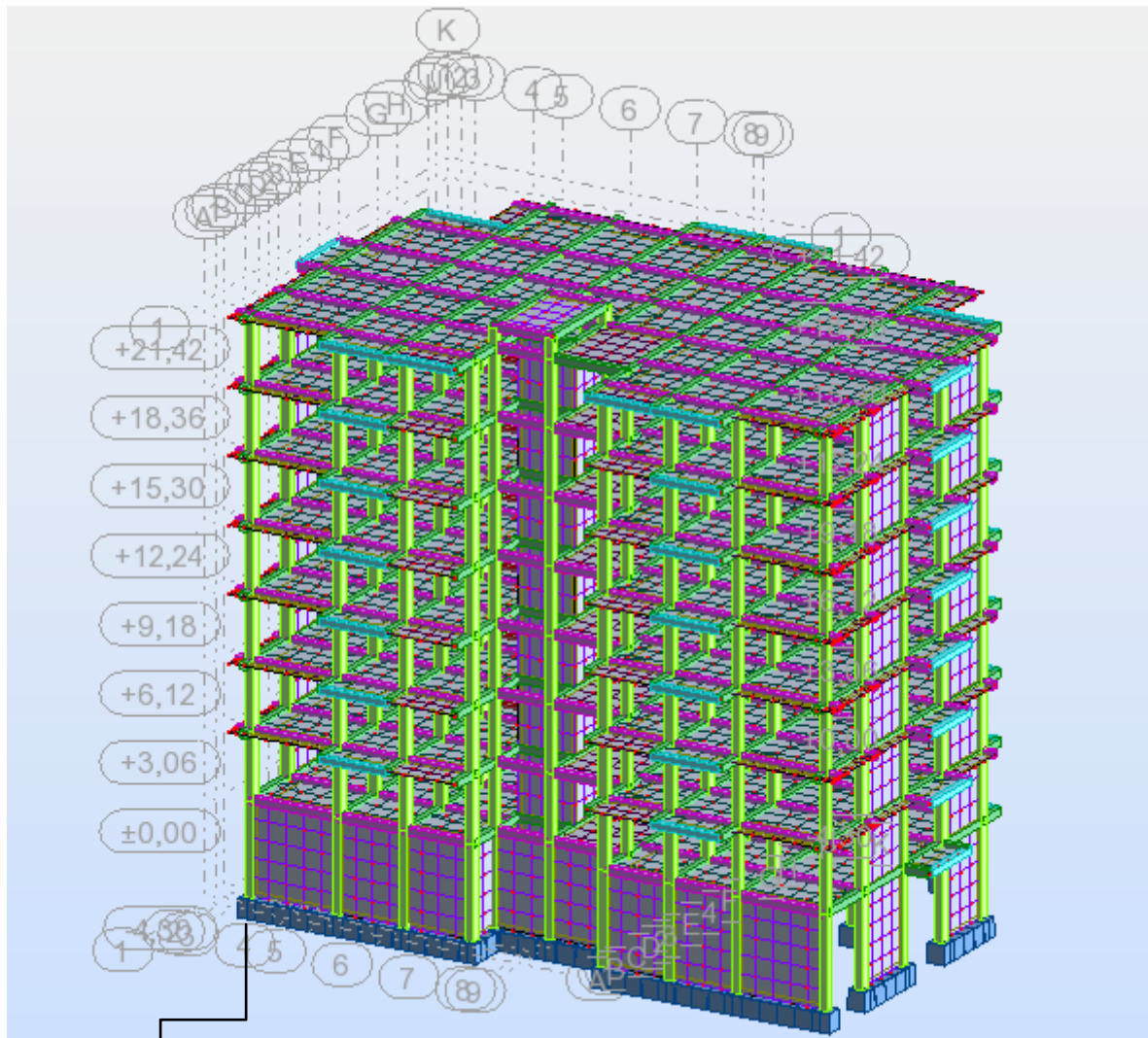
ANNEXE -1-

- Les deux positions d'encastrement de la structure :

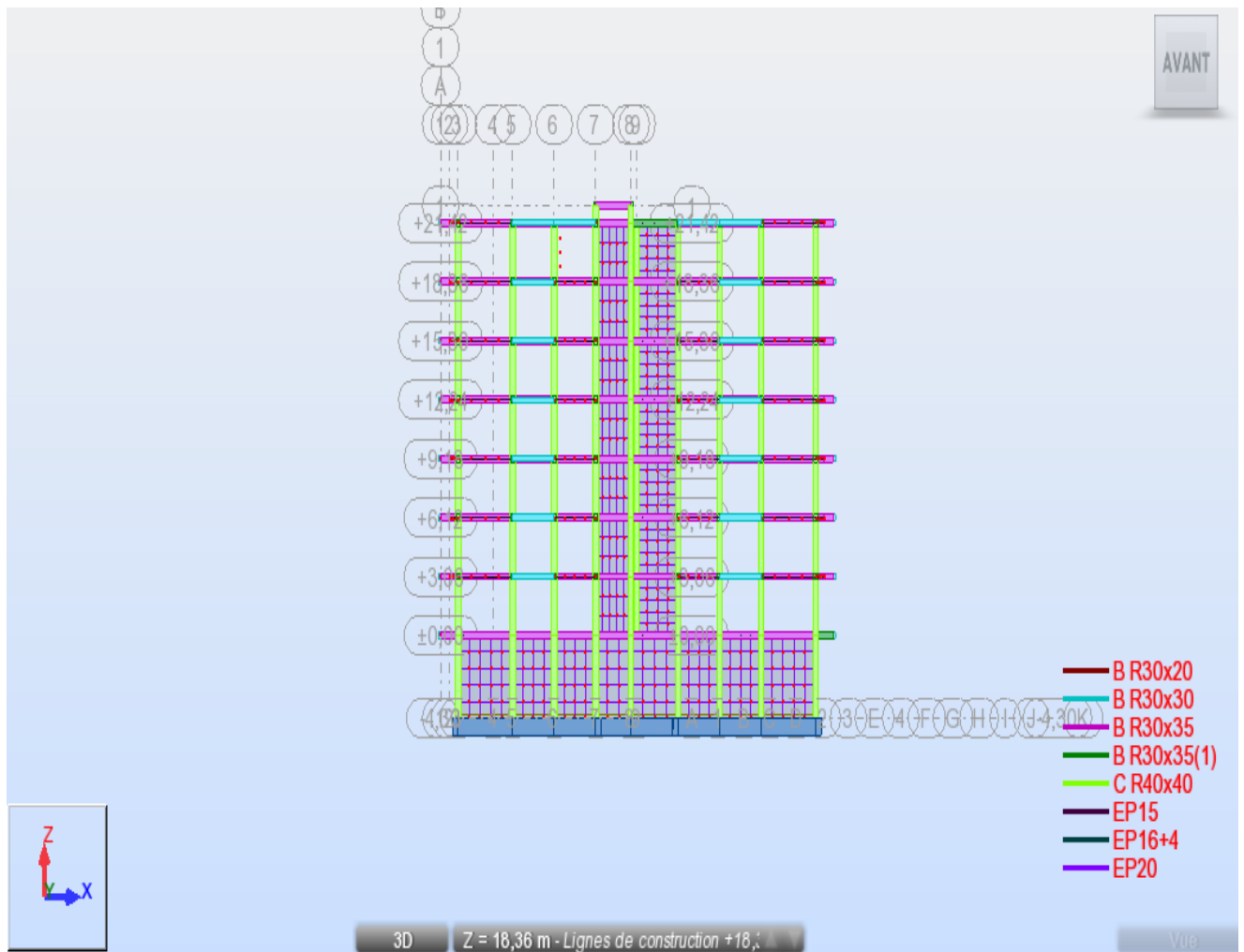
ona appliqué deux position 'encastrement e la structure:

1. La position **d'ENCASTREMENT 1** AU NIVEAU DU sous sol (NIV-4.30)
2. La position **d'ENCASTREMENT 2** AU NIVEAU DU RDC(NIV +0.00)

- ✓ La position **d'ENCASTREMENT 1** AU NIVEAU DU sous sol (NIV- 4.30)



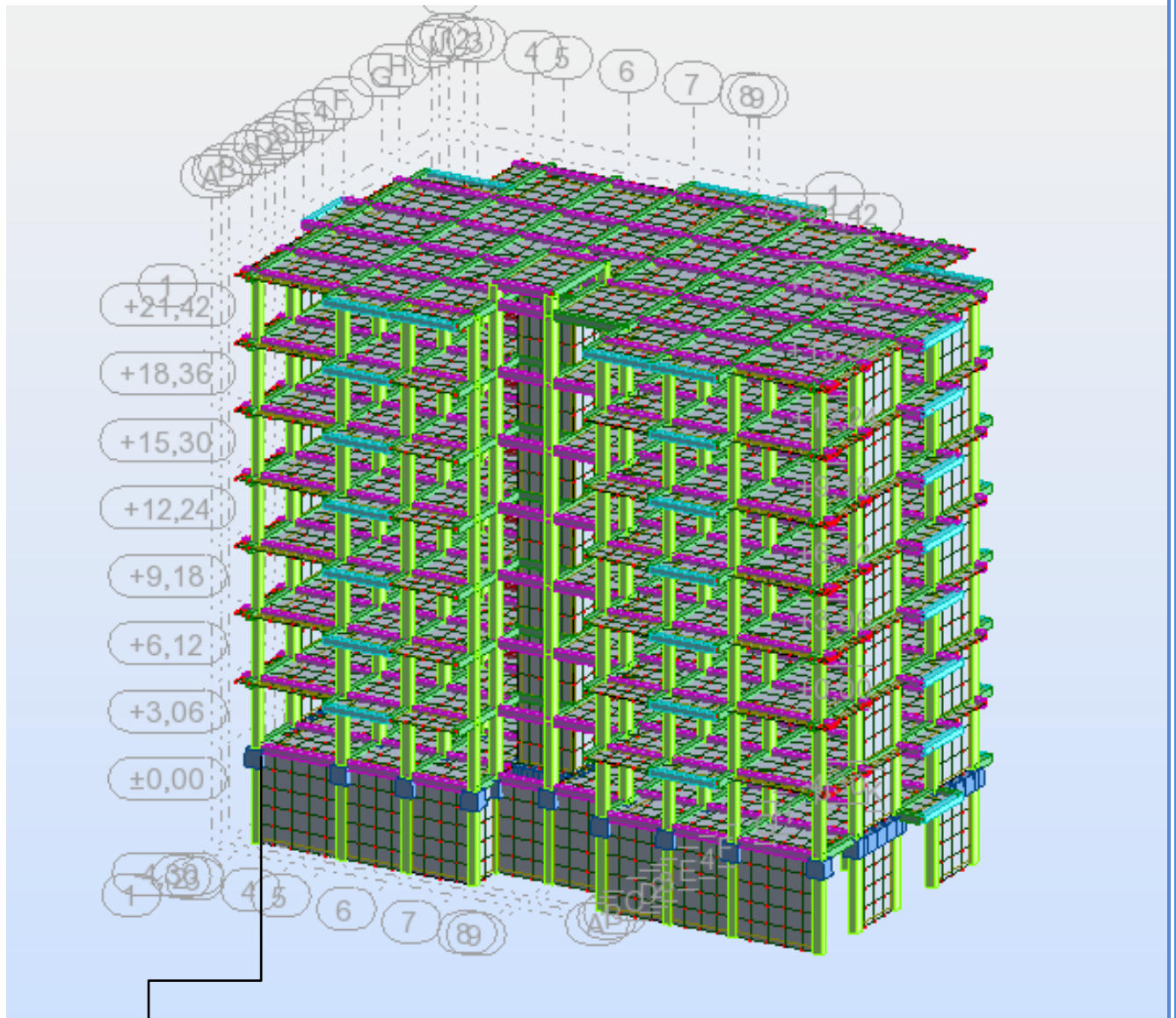
D'ENCASTREMENT 1 AU NIVEAU DU sous sol (NIV- 4.30)



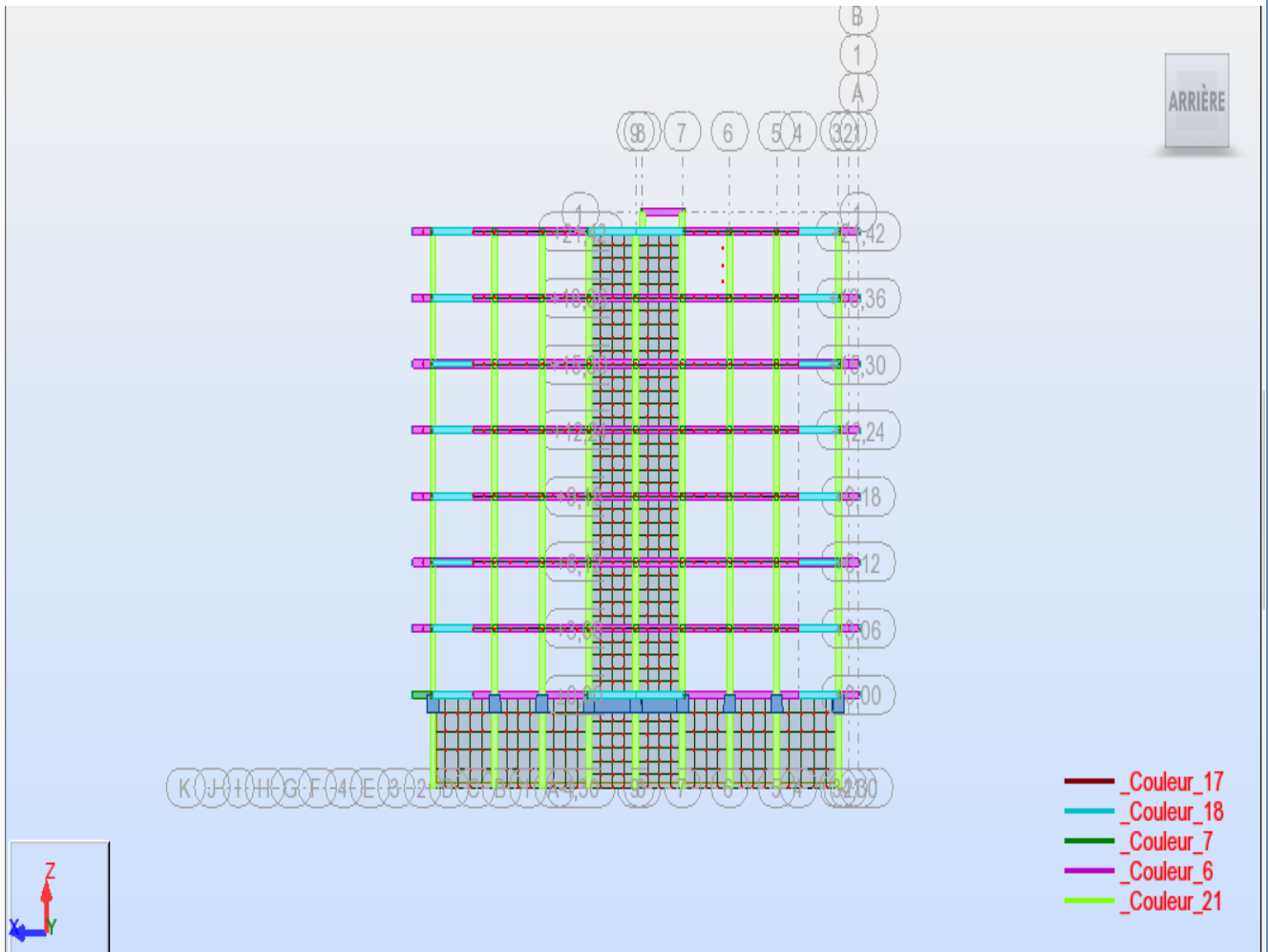
Le résultat de période et facteur de participation massique :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas UX [kg]	Tot.mas UY [kg]	Tot.mas UZ [kg]
3/ 1	1,37	0,73	66,82	1,69	0,0	66,82	1,69	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 2	1,51	0,66	69,66	54,89	0,0	2,83	53,21	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 3	1,70	0,59	69,89	69,35	0,0	0,23	14,46	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 4	5,34	0,19	85,89	69,45	0,0	16,00	0,10	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 5	6,13	0,16	86,14	83,27	0,0	0,25	13,82	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 6	7,04	0,14	86,23	86,95	0,0	0,09	3,68	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 7	10,12	0,10	90,83	86,95	0,0	4,60	0,00	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 8	12,42	0,08	90,85	91,42	0,0	0,01	4,48	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 9	13,19	0,08	91,63	92,52	0,0	0,78	1,10	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 10	13,45	0,07	91,72	92,61	0,0	0,09	0,09	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 11	14,06	0,07	92,72	92,97	0,0	1,00	0,36	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 12	15,10	0,07	92,72	93,12	0,0	0,00	0,15	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 13	15,95	0,06	93,74	93,15	0,0	1,02	0,03	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 14	17,30	0,06	93,82	94,43	0,0	0,07	1,28	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 15	17,72	0,06	93,82	94,45	0,0	0,00	0,02	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 16	17,87	0,06	93,95	94,91	0,0	0,13	0,46	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 17	18,16	0,06	93,99	95,17	0,0	0,04	0,26	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 18	18,71	0,05	94,36	95,49	0,0	0,37	0,32	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 19	18,87	0,05	94,37	95,65	0,0	0,01	0,16	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 20	19,52	0,05	94,37	95,66	0,0	0,00	0,00	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 21	19,96	0,05	94,39	95,68	0,0	0,02	0,03	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 22	20,55	0,05	94,57	96,07	0,0	0,18	0,38	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 23	21,12	0,05	94,64	96,50	0,0	0,06	0,44	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 24	21,31	0,05	94,67	96,60	0,0	0,04	0,10	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
4/ 1	1,37	0,73	66,82	1,69	0,0	66,82	1,69	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
4/ 2	1,51	0,66	69,66	54,89	0,0	2,83	53,21	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
4/ 3	1,70	0,59	69,89	69,35	0,0	0,23	14,46	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
4/ 4	5,34	0,19	85,89	69,45	0,0	16,00	0,10	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0

✓ la position des appuis (encastrement) ou niveau (+0.00) :



D'ENCASTREMENT 2 AU NIVEAU DU RDC (NIV +0.00)



Le résultat de période et facteur de participation massique :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,69	0,59	61,34	0,13	0,0	61,34	0,13	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 2	1,90	0,53	61,57	57,24	0,0	0,24	57,11	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 3	2,00	0,50	61,74	60,52	0,0	0,17	3,28	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 4	6,36	0,16	77,32	60,52	0,0	15,58	0,00	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 5	7,50	0,13	77,58	60,52	0,0	0,26	0,00	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 6	7,51	0,13	77,58	60,84	0,0	0,00	0,32	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 7	7,69	0,13	77,58	75,48	0,0	0,00	14,64	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 8	8,06	0,12	77,85	75,48	0,0	0,27	0,00	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 9	8,06	0,12	77,86	75,48	0,0	0,01	0,00	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 10	8,24	0,12	77,90	76,43	0,0	0,04	0,95	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 11	9,67	0,10	77,90	76,73	0,0	0,00	0,31	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 12	9,83	0,10	77,91	76,73	0,0	0,01	0,00	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 13	9,96	0,10	77,91	76,76	0,0	0,00	0,03	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 14	10,98	0,09	77,91	76,77	0,0	0,00	0,01	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 15	11,28	0,09	82,22	76,77	0,0	4,31	0,00	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 16	11,52	0,09	82,22	76,81	0,0	0,00	0,04	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 17	11,52	0,09	82,23	76,81	0,0	0,00	0,00	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 18	11,52	0,09	82,24	76,82	0,0	0,02	0,01	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 19	11,52	0,09	82,25	76,83	0,0	0,00	0,01	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 20	11,52	0,09	82,25	76,83	0,0	0,00	0,00	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 21	11,52	0,09	82,28	76,88	0,0	0,03	0,06	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 22	11,52	0,09	82,31	76,88	0,0	0,03	0,00	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 23	11,52	0,09	82,32	76,89	0,0	0,02	0,00	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 24	11,52	0,09	82,37	76,89	0,0	0,05	0,00	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
4/ 1	1,69	0,59	61,34	0,13	0,0	61,34	0,13	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
4/ 2	1,90	0,53	61,57	57,24	0,0	0,24	57,11	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
4/ 3	2,00	0,50	61,74	60,52	0,0	0,17	3,28	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
4/ 4	6,36	0,16	77,32	60,52	0,0	15,58	0,00	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
4/ 5	7,50	0,13	77,58	60,52	0,0	0,26	0,00	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
4/ 6	7,51	0,13	77,58	60,84	0,0	0,00	0,32	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0

ON CONSTATE UN CHANGEMENT AU NIVEAU DE LA PERIODE

(NIV - 4.30)

(NIV +0.00)

période

0.73

0.59

ANNEXE-2-

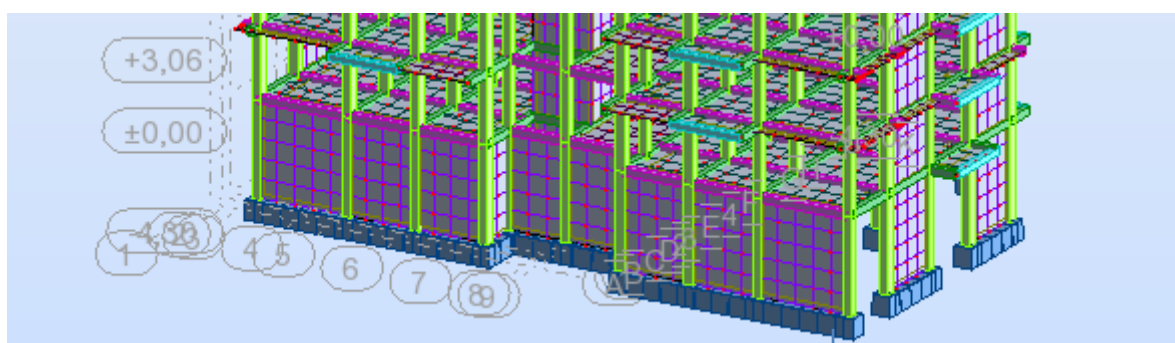
LA COMPARAISONS ES TROIS POSITONS

D'ENCASTREMENT SISMIQUE DE LA STRUCTURE :

On a appliqué trois position d'encastrement e la structure:

3. La position **d'ENCASTREMENT 1** AU NVEAU DU sous sol (NIV-4.30)
4. La position **d'ENCASTREMENT 2** AU NVEAU DU RDC (NIV +0.00)
5. La 3 position **d'ENCASTREMENT : BLOCA GE TOUS LES Nœuds AU TOUR DE LA STRUCTUR** AU NVEAU DU RDC(NIV +0.00)

- ✓ La position **d'ENCASTREMENT 1** AU NVEAU DU sous sol (NIV- 4.30)

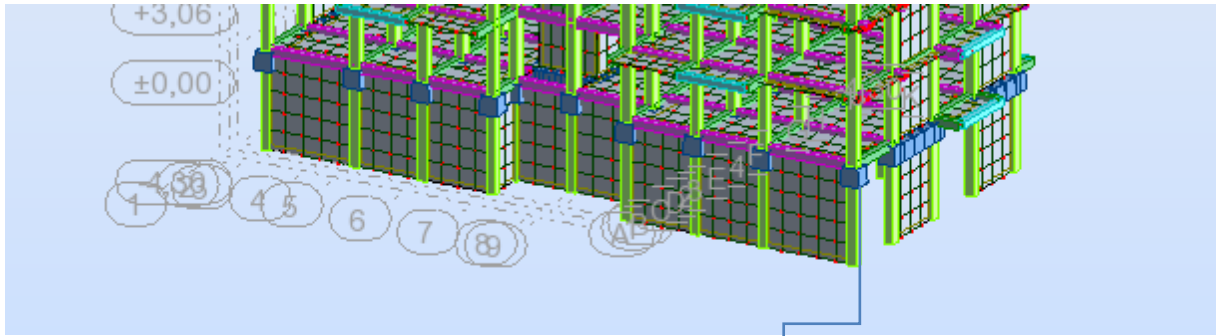


D'ENCASTREMENT 1 AU NVEAU DU sous sol (NIV- 4.30)

Le resulta de période et facteur de participation massique :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas UX [kg]	Tot.mas UY [kg]	Tot.mas UZ [kg]
3/ 1	1,37	0,73	66,82	1,69	0,0	66,82	1,69	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 2	1,51	0,66	69,66	54,89	0,0	2,83	53,21	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 3	1,70	0,59	69,89	69,35	0,0	0,23	14,46	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0

- ✓ la position des appuis (encastrement) ou niveau (+0.00) :

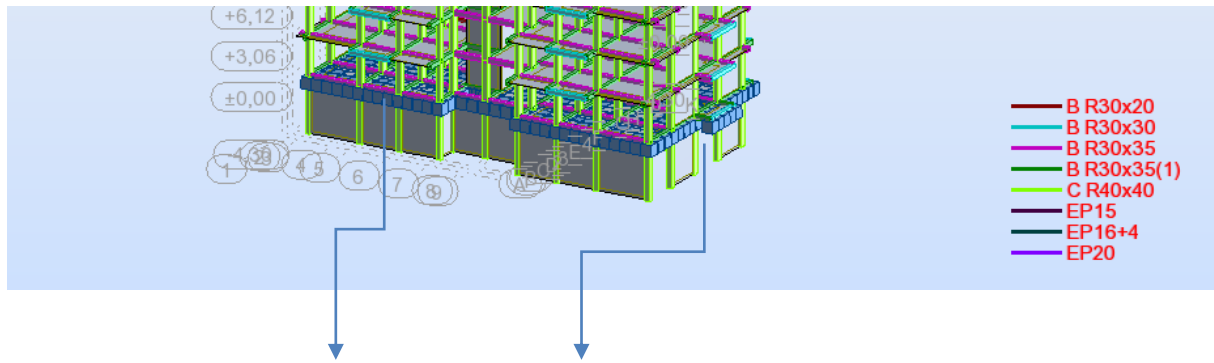


D'ENCASTREMENT 2 AU NIVEAU DU RDC (NIV +0.00)

Le résultat de période et facteur de participation massique :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période (sec)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas UX (kg)	Tot.mas UY (kg)	Tot.mas UZ (kg)
3/ 1	1,69	0,59	61,34	0,13	0,0	61,34	0,13	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 2	1,90	0,53	61,57	57,24	0,0	0,24	57,11	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0
3/ 3	2,00	0,50	61,74	60,52	0,0	0,17	3,28	0,0	4589402,13	4589402,13	0,0

- ✓ la position des appuis (encastrement) ou touer de la structure niveau (+0.00) :



Des appuis (encastrement)

Le résultat de période et facteur de participation massique :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas UX [kg]	Tot.mas UY [kg]	Tot.mas UZ [kg]
3/ 1	1,68	0,59	61,09	0,13	0,0	61,09	0,13	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 2	1,90	0,53	61,32	56,91	0,0	0,23	56,78	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 3	2,00	0,50	61,49	60,27	0,0	0,17	3,36	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0

CONCLUSION :

L'ordre de grandeur des 3 cas de positionnement des encastrements sismique donne une réponse dynamique des structures

Modérément flexibles :

$T_1 = 0.73$; $T_2 = 0.59$; $T_3 = 0.59$ comprime entre T_B et T_C du spectre ordre de grandeur 0.25S à 0.85

