

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master2 en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (RDC+7E+2S-SOL) à usage d'habitation et commercial
Contreventée par voiles et portiques.



Dirigé par :

M^{me} HADDAD MALEK O.

Etudié par:

M^r GHERBI Rabah.
M^r AIT CHALAL Rabia.

Année 2014/2015

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tous puissant.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Nous tenons encore à remercier notre promotrice M^{ME} HADDAD qui représente pour nous le guide et l'exemple du sérieux dans le travail et du savoir dans ce domaine et pour le vif intérêt qu'elle a témoigné à l'égard de notre travail, aussi pour son aide.

Nous sommes également très reconnaissantes, à toute personne ayant contribué du près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, en particulier :

Le corps enseignant du département de génie civil.

Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront

L'honneur de juger notre travail.

Rabia et Rabah



Dédicaces

Je tiens en tout premier lieu à remercier mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie; un soutien précieux.

A mes deux frères et tous ceux qui me sont chers

A mon binôme et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin a la réalisation de ce travail

Merci infiniment

GHERBI Rabah



Dédicaces

Je dédie ce lapidaire travail :

*À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments
les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes
côtés et ma soutenu durant toute ma vie.*

À mes très chers frère et sœurs.

*À la personne qui m'a aidé et soutenu durant ces dernières
années « Lynda »*

À toute ma famille sans exception et mes proches.

À tous mes amis(es) et toute la promotion 2014-2015.

Rabia

BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.
- (DTR B-C-2-2) charge permanentes et charges d'exploitations
- Cours de Béton armé. BAEL.91. Calcul des éléments simples des structures bâtiments.
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- calcul des ouvrages en béton arme
M.BELLAZOUGUI
- Formulaire du béton armé
Victor DAVIDOVICHI tome I et II.
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialités.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

Sommaire

Introduction :

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage01

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments11

Chapitre III : Calcul des éléments.....27

III.1- Acrotère.....27

III.2- Plancher.....34

III.3-Eléments en console65

III.4-Salle machine.....76

III.5-Escalier85

III.6-Poutre palière106

Chapitre IV : présentation de L'ETABS.....115

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA127

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux144

Chapitre VII : Ferrailage des poutres.....158

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles171

Chapitre IX : Etude du voile plaque..... 199

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.....209

Chapitre X I: Plans de ferrailage.

Conclusion :

Bibliographie :

Introduction

On regroupera sous le terme bâtiment les immeubles à usage d'habitation de bureau et de commerce. Il est composé d'une partie enterrée infrastructure et d'une partie hors terre superstructure.

L'objectif dans ce chapitre est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Description de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier un bâtiment (R+7+2sous-sol) à usage d'habitation. L'ouvrage est de groupe d'usage 02 (importance moyenne), implanté à la Wilaya de TIZIOUZOU, classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Version 2013) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Selon le rapport de sol, la construction sera fondée sur un site meuble d'une contrainte admissible de **2bar**.

Notre projet comporte :

- 02 sous sols et un RDC à usage commercial.
- Une cage d'escalier.
- Etage courants à usage d'habitation.
- 01 cage d'ascenseurs

I.2. Règlements utilisés et normes de conception

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les règlements suivants :

- Règlements Parasismique Algériennes « RPA 99/Version 2003 »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « B.A.E.L.91 /modifiées.99 ».
- Documents Technique Règlementaires « D.T.R-B.C.2.2 » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « CBA93 ».

I.3. Caractéristiques géométriques

Les dimensions de l'ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet qui sont :

En plan :

Longueur totale : $L = 22 m$

Largeur totale : $L = 14,55m$

En élévation

- Hauteur totale : **30,91m**
- Hauteur de l'acrotère : **0,7 m**
- Hauteur d'étage courant : **3,06 m**
- Hauteur du RDC: **04,08 m**
- Hauteur du 1^{er} sous sol est : 2,72m
- Hauteur du 2^{ème} sous sol est : 2,85 m
- Hauteur du dernier étage 2,90

I.4. Eléments de l'ouvrage

I-4-a- Ossature

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte, composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges permanentes et les charges variables.
- Un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

I-4-b- Planchers

-Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour rôles essentiels :

- Transmission et répartition des différentes charges aux éléments structuraux.
- Résistance aux différents types de charges.
- Une isolation thermique et acoustique.

-Tous les planchers de notre bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

- Le plancher terrasse est inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité avec une pente moyenne de 3% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales

I.4.c. Escalier

C'est un ouvrage réalisé en béton armé, il constitué par une série de marche et contre marche permettant de desservir les différents étages d'une construction. On appelle cage d'escalier l'espace correspondant à son encombrement

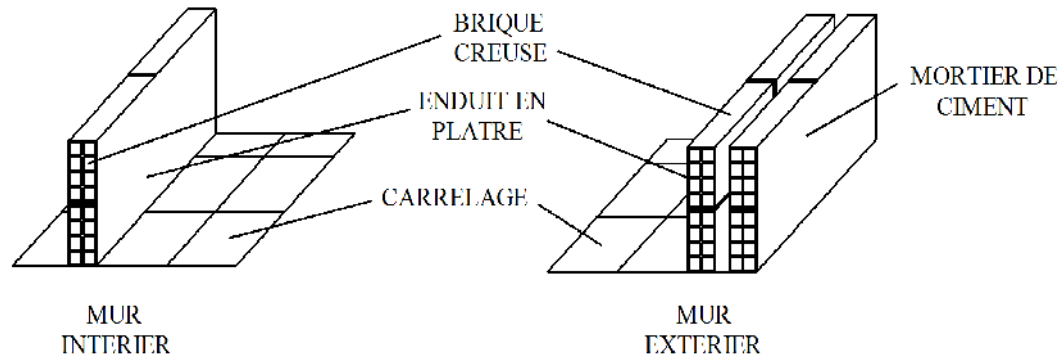
I.4.d. Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur

I.4.e. Maçonnerie

1. **Les murs extérieurs:** Les façades sont exécutées en double cloison de maçonnerie briques Creuses de 10 cm d'épaisseur en double cloison séparé par une lame d'air de 5 cm afin d'éviter les phénomènes thermiques et phoniques.

2. **Les murs de séparations intérieurs:** seront réalisés en cloison en maçonnerie brique creuse de 10 cm.



I.4.f. Revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons, les escaliers et la terrasse.
- Céramique pour les cuisines les salles d'eau.

I.4.g. Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.70 [m] de hauteur, réalisée en béton armé coulé surplace. Il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

I.4.h. Coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier sont les deux matériaux utilisés pour la réalisation de cet ouvrage. Ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et la résistance à la traction pour les aciers.

Ils doivent répondre aux règles du RPA 99 modifié en 2003 ainsi qu'aux règles du béton armé aux états limites BAEL 91 modifié 99.

I.5.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, l'âge du béton.

❖ **Résistance caractéristique du béton à la compression**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression notée **fc28**. Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (Art A2.1, 11 BAEL 91 modifié 99).

Pour l'étude de ce projet on adoptera : **fc28 = 25 MPa**

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

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

❖ **Résistance caractéristique du béton à la traction** (Art A2.112 BAEL91 modifié 99)

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de sa résistance à la Compression conventionnellement, elle est défini par la formule suivante ;

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$.

❖ **Module d'élasticité :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée par celle-ci. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

1- Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale.

a) Module de déformation instantanée : (Art. A.2.1.21 / BAEL. 91)

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)

$$E_{ij} = 11000 (F_{cj})^{1/3} \text{ MPa}$$

Pour $F_{cj} = 25 \text{ MPa}$, on a : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

b) Module de déformation différée : (Art A. 2.1. 22, BAEL. 91)

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700 (F_{cj})^{1/3} \text{ MPa}$$

Pour $F_{cj} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

2- Module de déformation transversale :

Sa formule est :

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

E: module de Young

ν : Coefficient de poisson (**Art:A2.1,3 BAEL**) ,qui représente le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est pris égal à :

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0.2$ (ELS) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré

❖ **Contraintes limites du béton :****-Les états limites :**

Un état limite est un état qui correspond aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour duquel une structure satisfait aux conditions exigées par le concepteur. Il existe deux types d'état limite :

a) Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la limite :

- soit, de la perte d'équilibre statique (basculement)
- soit, de la perte de stabilité de forme (flambement)
- et surtout de la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,15$ Situation accidentelle

$\gamma_b = 1,5$ Situation courante

avec γ_b : coefficient de sécurité ;

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$, si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

$\theta = 0,85$, si la durée d'application des actions est inférieure à 24h

à 28j, on a : $f_{bc} = 14,2$ MPa

à 28j, on a : $f_{bc} = 14,2$ MP

➤ **Diagramme "contrainte - déformation" du béton à l'ELU :**

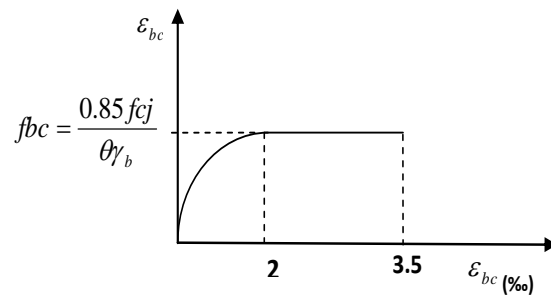


Figure I. 1 : diagramme "contrainte - déformation du béton a l'ELU

Le diagramme est composé :

- D'un tronç de courbe parabolique dont la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique)
- D'une partie rectiligne dont la déformation relative est limitée à 3‰ (état plastique)

b) État limite de service (ELS) :

Ce sont les états au delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites, ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

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

Diagramme "contrainte - déformation"

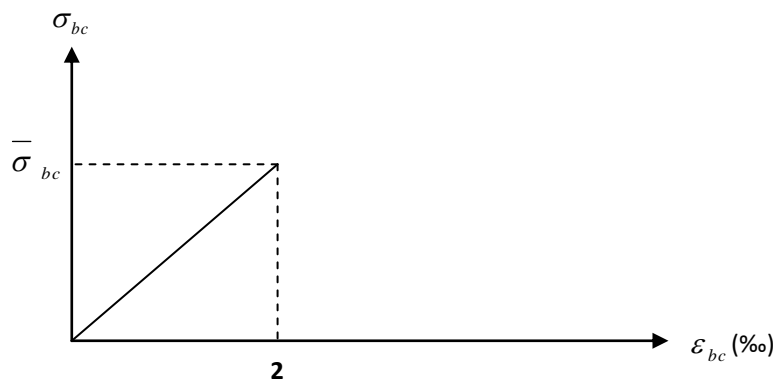


Figure I.2 : diagramme "contrainte - déformation" du béton à l'E.L.S

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

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

❖ **contrainte limite de cisaillement:** [Art 5.1, 1 /BAEL91 modifié 99]

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

Avec

V_u : effort tranchant dans la section étudiée.

b_0 : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Cas d'une fissuration non préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5[MPa]\right)$$

- **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4[MPa]\right)$$

1.5.2. Aciers

L'acier est un alliage de fer et carbone, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et aussi à la compression pour des éléments fiables, il porte le nom d'armature lorsqu'il est enrobé dans le béton. Les aciers le rôle de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, généralement effort de traction.

Pour la réalisation de notre projet, on a besoin de deux types d'acier dont les principales caractéristiques sont reprises dans le tableau ci-après.

Type d'acier	Nominalisation	Symbole	Limite d'élasticité f_e en [MPa]	Résistance à la rupture en [MPa]	Allongement relatif à la rupture en [%]	Coef. de Fissuration	Coef. de scellement [ψ]
Acier en barre	Haute Adhérence FeE 400	H.A	400	480	14	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé TL.520 (Φ < 6)	T. S	520	550	8	1,3	1

Tableau I.2.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

- **Module d'élasticité longitudinal d'acier** (Art. A.2.2.1 / BAEL. 91)

Quel que soit la nuance de l'acier, on admet généralement une valeur constante qui égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

- **Coefficient de Poisson des aciers**

Le coefficient de Poisson (ν) pour les aciers est pris égal à 0.3

I.6. Les contraintes limites de calcul

a. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

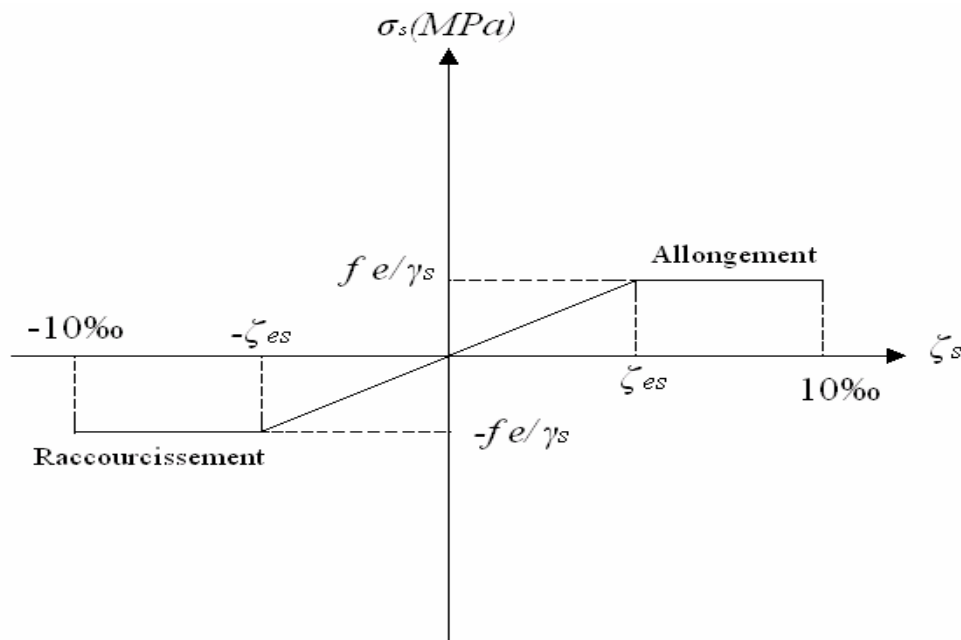


Figure I.3: Diagramme contraintes – déformation de l'acier à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique.

ζ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte dans l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentel les} \end{cases}$$

	Nuance de l'acier	FeE400	FeE520
σ_s [MPa]	Situation courante	348	452
σ_s [MPa]	Situation accidentelle	400	520

Tableau I.2.2 : Limites d'élasticité des aciers utilisés

b. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état ou on fait les vérifications des contraintes par apport aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
 - Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right) = \xi$ (MPa).
 - Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8\xi$ (MPa)
- η : Coefficient de fissuration
- $\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.
- $\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

c. Le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

1.7.Hypothèse de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est

égale à :

- Haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348\text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400\text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$
- Allongement de rupture : $\varepsilon_s = 10\%$

❖ **Protection des armatures** : (Art. A.7.2 4 /BAEL91) :

Cette protection est l'enrobage noté « C » qui n'est autre que la distance entre le milieu externe et l'armature, il est conçu afin d'avoir un bétonnage correct ainsi prémunir les armatures des effets négatifs dus intempérie et aux différents agents agressifs. Cet enrobage doit être conforme aux prescriptions suivantes :

• **C ≥ 5 [cm]** : pour les éléments en BA exposés à l'environnement marin et on contacte avec la terre , aux embruns, aux brouillards salins et à toute sort d'atmosphère à caractère agressifs (industrie chimique).

• **C ≥ 3 [cm]** : pour les éléments soumis à un contact avec un liquide (Réservoir, Tuyaux....)

Ou les éléments exposés aux intempéries (pluie, neige...) ou des condensations.

• **C ≥ 1 [cm]** : pour les éléments situés dans les locaux couverts ou clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

Pour notre cas, on prend la valeur $C = 3$

❖ **Diamètre maximal des aciers** :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h, afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à : $\Phi \leq h / 10$.

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :
 $\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_l ; b_0 / 10)$.

Avec : b_0 : Largeur de l'âme

h : hauteur de la poutre

Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, les voiles.

II.1. Pré-dimensionnement des éléments**II.1.1. Le plancher**

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée d'un treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées suivent le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter sont poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq L_{\max}/22,5$$

le RPA exige $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa on prend $\min = 25 \text{ cm}$

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

L_{\max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles. pour le pour le cas de notre étude la portée libre maximale est :

$$L_{\max} = 3,20 - 0,25 = 2,95 \text{ m}$$

Ce qui nous donne : $h_t \geq 295/22,5 = 13,11 \text{ cm}$.

On opte pour un plancher de (16+4) cm, c'est-à-dire : $h_t = 20 \text{ cm}$.

II.1.2. Les poutres

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ces dimensions sont données par référence au BAEL 91 comme suit :

- h_t : hauteur comprise entre $L/15 \leq h_t \leq L/10$.
- b : largeur comprise entre $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$.
- L_{\max} : portée libre entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutre secondaire et poutrelles qui assurent le chaînage.

a). Poutres principales

-Elles ont pour longueur : $L_{max} = 385-25 = 365\text{cm}$.

-La hauteur de la Poutre est : $365/15 \leq h_t \leq 365/10 \Rightarrow 25,6 \leq h_t \leq 36,5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 35\text{cm}$.

-La largeur de la Poutre est : $0,4 (35) \leq b \leq 0,7 (35) \Rightarrow 14,00 \leq b \leq 24,50 \text{ cm} \Rightarrow b = 30\text{cm}$.

▪ **Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article :(7.5 .1du RPA99) :**

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 > 20 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition Vérifiée.**
- ✓ $h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 35 > 30\text{cm} \Rightarrow$ **condition Vérifiée.**
- ✓ $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 35/30 = 1,66 < 4 \Rightarrow$ **condition Vérifiée.**

b). Poutres secondaires

-La hauteur de la Poutre : $L = 320-25 = 295\text{cm}$

$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 19.66 \leq h_t \leq 29.5 \text{ cm} \dots\dots\dots$ soit $h_t = 30\text{cm}$.

-La largeur de la poutre :

$0,40 (30) \leq 0,70 (30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm} \dots\dots\dots$ soit $b = 30\text{cm}$.

▪ **Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article :(7.5 .1du RPA99)**

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **condition Vérifiée.**
- ✓ $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **condition Vérifiée.**
- ✓ $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 30/30 = 1 < 4 \dots\dots\dots$ **condition Vérifiée.**

-Donc les sections adoptées sont comme suit :

Poutres principales $\Rightarrow (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires $\Rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

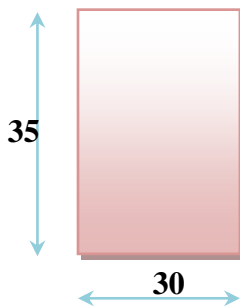


Fig. II.1 : Dimensions de la poutre principale

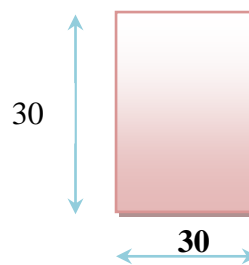


Fig. II.2: Dimensions de la poutre secondaire

II.1. 3. Les poteaux

Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carré, rectangulaire ou circulaire, qui se composent d'armatures longitudinale (verticale) et transversale (horizontale) .Il travaillent en flexion composé principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage aux fondations.

Leur pré-dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93. Tout en vérifiant les exigences du RPA, pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

- ✓ $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- ✓ $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- ✓ $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Les poteaux seront pré-dimensionnés à L'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_S qui est la somme de charge Q et G .

La section transversale du poteau à déterminer est donnée par la relation suivante :

$$S \geq N_S / \sigma_{bc}$$

Avec :

- N_S : effort normal de compression repris par le poteau qui sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles de BAEL 91, en considérant le poteau le plus sollicité tel que :

$$N_S = G + Q$$

- G : charge permanente.

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

- σ_{bc} : contrainte admissible de service du béton à la compression simple.

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

II.1.4. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils 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 charges horizontales. Leur dimensionnement sera conforme au règlement R.P.A 99 (Art 7.7.1).

Les voiles doivent satisfaire la condition :

$L_{min} \geq 4a$ seront considérés comme des voiles, et dans le cas contraire seront considérés des éléments linéaires. L'épaisseur du voile a sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale des voiles est : $a_{min} \geq 15 \text{ cm}$.

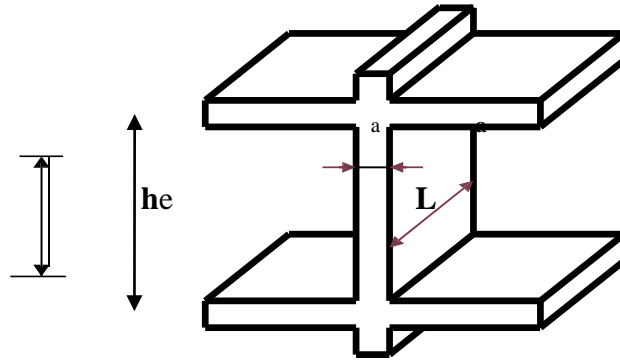
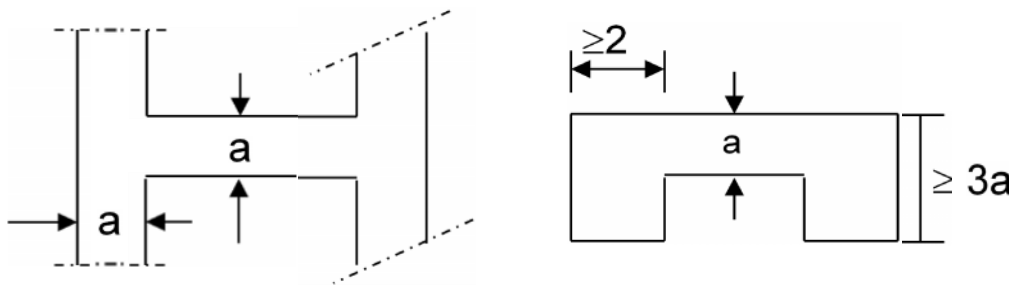


Fig. II.3 : Coupe d'un voile en élévation.

L : longueur du voile.
 a : épaisseur du voile.
 he : hauteur d'étage

▪ Epaisseur des voiles

- 1er cas : $a \geq he/25$



- 2eme cas : $a \geq he/22$

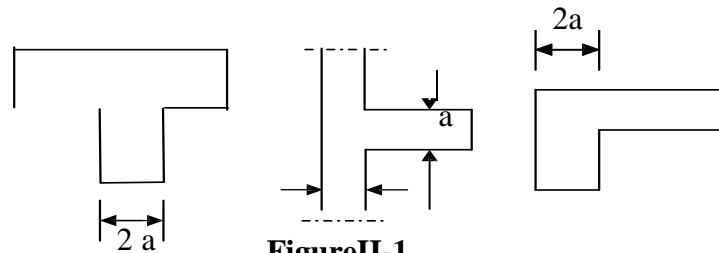


Figure II-1

- 3eme cas : $a \geq he/20$

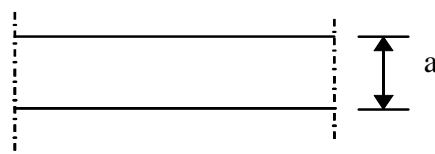


Figure II-2

Fig. II.4 : Coupes du voile en plan.

Pour le cas d notre étude : $e \geq \frac{h_e}{20}$

▪ **Pour le RDC :**

$$h = 408 \text{ cm.}$$

$$h_e = h - \text{l'épaisseur de la dalle.}$$

▪ **pour l'étage courant :**

$$h = 306 \text{ cm}$$

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

▪ **Pour le 1^{er} sous sols**

$$h = 272 \text{ cm}$$

$$h_e = 272 - 20 = 252 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{252}{20} = 12,6 \text{ cm}$$

▪ **Pour le 2^{eme} sous sols**

$$h = 285 \text{ cm}$$

$$h_e = 285 - 20 = 265 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{265}{20} = 13,25 \text{ cm}$$

▪ **Pour le dernier étage**

$$h = 290 \text{ cm}$$

$$h_e = 290 - 20 = 270 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{270}{20} = 13,5 \text{ cm}$$

Pour uniformisé l'épaisseur du voile sur la hauteur du bâtiment en prend pout tout les niveaux une épaisseur **e=20**

❖ **Vérfications**

On doit vérifier que $L \geq 4e$

$$L = 100 \text{ cm} \Rightarrow L > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

II.2.Détermination des charges et surcharges

On aura donc a déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du Bâtiment, qui seront données come suit :

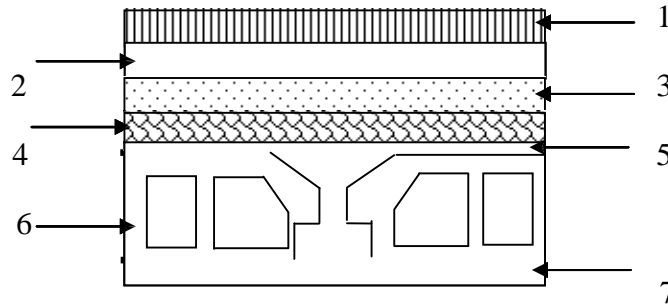
II.2. 1 Détermination des charges et surcharges❖ Les charges permanentesA. Les planchers▪ Plancher terrasse inaccessible

Fig. II.5 : Coupe du plancher terrasse inaccessible.

On a la charge $G = Pe$

P : Poids volumique.

e : l'épaisseur du plancher.

Couche	Nature de la couche	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
(1)	Couche de gravillon roulé	0.05	17	0.85
(2)	Etanchéité multicouches	0.02	06	0.12
(3)	Béton en forme de pente 2%	0.07	22	1.54
(4)	Pare vapeur (Feuille de polyane)	/	/	0.01
(5)	Isolation thermique (liège)	0.04	04	0.16
(6)	Plancher en corps creux	0.20	/	2.80
(7)	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale : $G_t = 5.68 \text{ KN/m}^2$				

Tableau II.1 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

- **Plancher d'étage courant :**

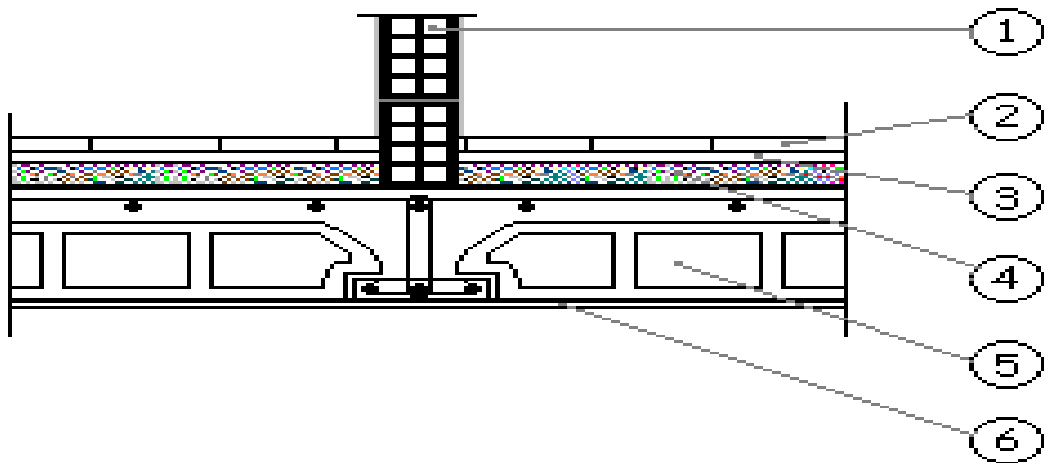


Fig.II.6 : Coupe du plancher d'étage courant.

Couche	Nature de la couche :	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
(1)	Maçonnerie en brique creuse	/	/	1.00
(2)	Carrelage scellé	0.02	22	0.44
(3)	Mortier de pose	0.02	20	0.40
(4)	Couche de sable	0.02	18	0.36
(5)	Plancher en corps creux	0.2	14	2.80
(6)	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale : $G_t = 5.20 \text{ KN/m}^2$				

Tableau II.2: Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.

B. Maçonnerie

- **Murs extérieurs :**

C'est une double cloison en briques creuse de 25cm d'épaisseur (10+5+10).

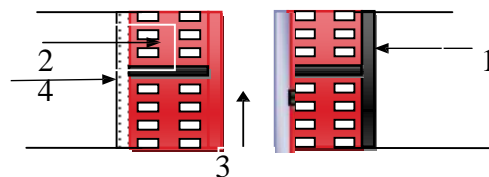


Fig. II.7: Coupe verticale d'un mur extérieur.

Couche	Nature de la couche	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
(1)	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
(2)	Brique creuse	0.1 x2	09	1.8
(3)	Lame d'air	0.05	/	/
(4)	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale : $G_t = 2.36 \text{ KN/m}^2$				

Tableau II.4 : Caractéristiques des éléments d'un mur extérieur.

C. Acrotère

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans le schéma ci-dessous, vont nous permettre de déterminer la charge permanente correspondante.

$$G_{acr} = \rho_{\text{beton}} \times S_{acr}$$

- **Calcul de son poids propre :**

$$G = \left[(0.7 \times 0.15) + (0.15 \times 0.1) - \left(0.03 \times \frac{0.15}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 2.944 \text{ KN/ml.}$$

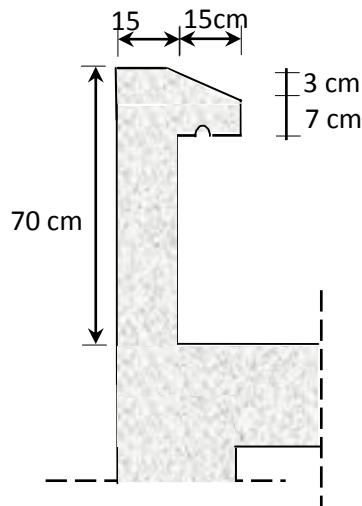


Fig.II.8. Coupe verticale de l'acrotère

❖ Surcharges d'exploitation (Q)

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau suivant :

Elément	Surcharge (Q) [KN/m ²]
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant	1.50
Plancher RDC (commerce)	3.50
Plancher sous-sol (commerce)	3.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50

Tableau II.5 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

II.3.Descente de charges

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité les charges reprises par celui-ci, et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau. Et cela Jus qu'aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.

🌐 **Charges surcharges revenant au poteau le plus sollicité C-4 :**

➤ **Surface d'influence****a. Le plancher**

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (C3). La surface qui lui revient vaut :

Section sans poutre

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

Avec:

$$S_1 = 1,775 \times 1,45 = 2,57 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,775 \times 1,45 = 2,57 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,775 \times 1,40 = 2,49 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,775 \times 1,40 = 2,49 \text{ m}^2$$

$$S = 10,12 \text{ m}^2$$

Section avec poutre

$$S^{\text{brut}} = S_1^{\text{brut}} + S_2^{\text{brut}} + S_3^{\text{brut}} + S_4^{\text{brut}}$$

Avec:

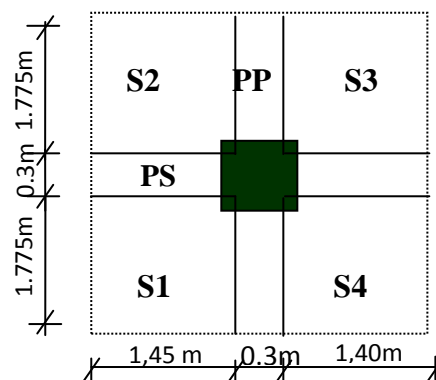
$$S_1^{\text{brut}} = 1,925 \times 1,60 = 3,08 \text{ m}^2$$

$$S_2^{\text{brut}} = 1,925 \times 1,60 = 3,08 \text{ m}^2$$

$$S_3^{\text{brut}} = 1,925 \times 1,55 = 2,98 \text{ m}^2$$

$$S_4^{\text{brut}} = 1,925 \times 1,55 = 2,98 \text{ m}^2$$

$$S^{\text{brut}} = 12,12 \text{ m}^2$$



➤ Poids propre des éléments

▪ Poids du plancher $P = G \times S$.

- Plancher terrasse :

$$P = 5.68 \times 10.12 = 57.48 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{PET = 57.48 \text{ KN.}}$$

- Plancher étage :

$$P = 5.20 \times 10.12 = 52.62 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{PEC = 52.62 \text{ KN.}}$$

▪ Poids des poutres

- Poutres principales :

$$G_{PP} = S_{PP} \times \rho$$

ρ : Le poids volumique du béton égale à 25 KN/m^3

$$G_{PP} = [0,30 \times 0,35 \times (3.85 - 0,30)] \times 25 = 9.32 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires

$$G_{PS} = S_{PS} \times \rho$$

$$G_{PS} = [0,30 \times 0,30 \times (3,15 - 0,30)] \times 25 = 6.41 \text{ KN}$$

$$\text{Donc le poids totale des poutres : } 9.32 + 6.41 = 15.73 \text{ KN}$$

▪ poids du poteau C3

-Poteau d'étage courant p_{pt}	→	$(0,25 \times 0,25) 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN}$
-Poteau de RDC P_{pt}	→	$(0,25 \times 0,25) 4,08 \times 25 = 6,375 \text{ KN}$
-Poteau de sous-sol 1	→	$(0,25 \times 0,25) 2,72 \times 25 = 4,25 \text{ KN}$
-Poteau de sous-sol 2	→	$(0,25 \times 0,25) 2,85 \times 25 = 4,45 \text{ KN}$
-Poteau de dernier étage	→	$(0,25 \times 0,25) 2,9 \times 25 = 4,53 \text{ KN}$

▪ Surcharges d'exploitation

- Plancher terrasse : → $Q_0 = 1.00 \times 12.12 = \mathbf{12.12 \text{ KN.}}$

- Plancher courant : → $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = 1.50 \times 12.03 = \mathbf{18.04 \text{ KN.}}$

- Plancher RDC : → $Q_8 = 3.5 \times 12.03 = \mathbf{42.10 \text{ KN.}}$

- Plancher du Sous-sol 1 (usage d'habitation) : → $Q_9 = 1.50 \times 12.03 = \mathbf{18.04 \text{ KN.}}$

- Plancher du Sous-sol 2 (commerciale) : → $Q_{10} = 3.5 \times 12.03 = \mathbf{42.10 \text{ KN.}}$

❖ Loi de dégression des surcharges

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux n pour tenir compte de cette loi est de cinq. En raison du nombre d'étage qui compose le bâtiment étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

▪ Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 12,12 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 12,12 + 18,04 = 30,16 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 12,12 + 0,95(2 \times 18,04) = 46,39 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12,12 + 0,90(3 \times 18,04) = 60,82 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12,12 + 0,85(4 \times 18,04) = 73,45 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12,12 + 0,80(5 \times 18,04) = 84,28 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12,12 + 0,75(6 \times 18,04) = 93,30 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 12,12 + 0,71(7 \times 18,04) = 101,77 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 12,12 + 0,68(7 \times 18,04 + 42,10) = 126,61 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 12,12 + 0,66(8 \times 18,04 + 42,10) = 135,16 \text{ KN}$$

- Tableau récapitulatif de la descente de charge :

Niveau	Charges permanentes G en (KN)					Surcharges d'exploitations Q en (KN)			Cm^2	
	Poids des Plancher	Poids des Poteaux	Poids des Poutres	Poids Total	G Cumule	Q du Plancher	Q Cumule	$N=Gc+Qc$	$S \geq Ns / \sigma_{bc}$	Section du poteau
0	57.48	00	9.32	66.80	66.80	12,12	12,12	78.92	52.61	(35×35)
1	52.62	4,53	9.32	66,47	133,27	18,04	30.16	163,43	108,95	(35×35)
2	52.62	4,78	9.32	66,72	199,99	18,04	46.39	246,38	164,25	(35x 35)
3	52.62	4,78	9.32	66,72	266,71	18,04	60,82	327,53	218,35	(40×40)
4	52.62	4,78	9.32	66,72	333,43	18,04	73,45	406,88	271,25	(40×40)
5	52.62	4,78	9.32	66,72	400,15	18,04	84,28	484,43	322,95	(40×40)
6	52.62	4,78	9.32	66,72	466,87	18,04	93,3	560,17	373,45	(40×40)
7	52.62	6,375	9.32	68,315	535,185	42.10	101,77	636,96	424,64	(45×45)
8	52.62	4,25	9.32	66,19	601,38	18.04	126,61	725,99	483,99	(45×45)
9	52.62	4,45	9.32	66,39	667.77	42.10	135,16	802,93	535,29	(45×45)

Tableau II.6: section des poteaux

II.4 .vérification de la rotule plastique :

Les sections obtenues par la descente des charges sans tenir compte du séisme sont petites comme cette étape correspond a l'étape de pré dimensionnement et pour anticiper la face des calculs sismique pour ces section risque d'être plus défavorable.

Nous avons alors décidé de faire un calcul de vérification par le moment résistant développer unique par la section du béton

En effet RPA99 version 2003(Art 7.6.2) préconise de faire une vérification de rotule plastique a partir des moments résistents des sections des éléments avec le ferrailage. On se sert alors de cet article pour approcher les démontions des éléments qui ne soient pas défavorable.

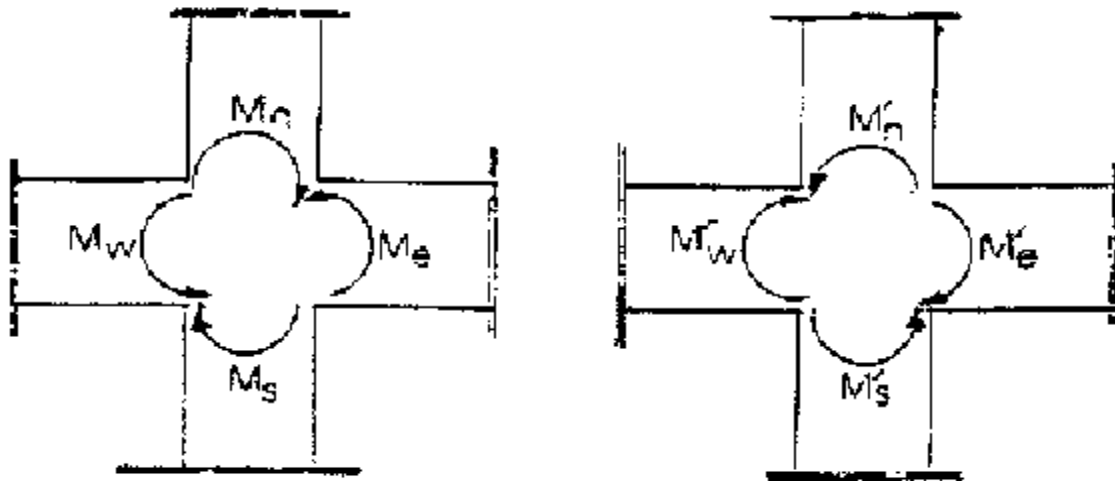


Fig. II.9: dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|) \dots\dots\dots)$$

$$M = \frac{\sigma l}{V}$$

$$\frac{\sigma l_n}{V_n} + \frac{\sigma l_s}{V_s} \geq 1.25 \frac{\sigma l_w}{V_w} + \frac{\sigma l_e}{V_e} \dots (1)$$

$$\sigma = 15 \text{ MPa}$$

$V=h/2$ distance par rapport à l'axe neutre

Posons : $I_n=I_s=I_{pot}$
 $I_w=I_e=I_{pout}$

Donc, l'équation (1) devient :

$$\frac{I_{pot}}{V_{pot}} \geq 1,25 \frac{I_{pout}}{V_{pout}}$$

La section des poutres est la même dans le sens (telle qu'elle est prise au pré-dimensionnement), C'est-à-dire (30x35) cm² dans le sens longitudinal dont l'inertie des Poutres est plus importante. Vérifions en suite pour un poteau carré de section (b b).

$$\frac{b^4}{12 \frac{b}{2}} \geq 1,25 \frac{30 \times 35^3}{12 \times 17,5} \quad \Rightarrow \quad \frac{b^3}{6} \geq 45937,5$$

D'où : $b \geq 35,81$ cm

Alors, on opte pour une section de (40x40) cm²

▪ **les sections adoptées sont :**

Sous sol 1, Sous sol 2, RDC, \Rightarrow (45x45) cm²

Niveau 1, 2, 3, 4 \Rightarrow (40x40) cm²

Niveau 5 ,6,7 \Rightarrow (35X35)cm²

II.5.Les Vérification

Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

1- $\min (b_1, h_1) \geq 25$ [cm]

2- $\min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

3- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec b_1 et h_1 les dimensions des poteaux

h_e : hauteur d'étage.

1- $\min(25 \times 25) = 25$ cm

- *Pour les Poteaux des sous sol 1 :*

$$2 - \frac{h_e}{20} = \frac{2.72 - 0.35}{20} = 0.119[m]$$

Min (45x45) = 45 ≥ 11,9 [cm] ⇒ **condition vérifiée.**

$$3 - \frac{45}{45} = 1,00 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1,00 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- *Pour les Poteaux des sous sol 2 :*

$$2 - \frac{h_e}{20} = \frac{2.85 - 0.35}{20} = 0.125[m]$$

Min (45x45) = 45 ≥ 12,5 [cm] ⇒ **condition vérifiée.**

$$3 - \frac{45}{45} = 1,00 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1,00 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- *Pour les Poteaux du RDC :*

$$2 - \frac{h_e}{20} = \frac{4.08 - 0.35}{20} = 0.187[m]$$

Min (45x45) = 45 ≥ 18,7 [cm] ⇒ **condition vérifiée.**

$$3 - \frac{45}{45} = 1,00 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1,00 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- *Pour les Poteaux des étages 1.2.3.4(40x40) :*

$$2 - \frac{h_e}{20} = \frac{3.06 - 0.35}{20} = 0.136[m]$$

Min (40x40) = 40 ≥ 13,6 [cm] condition vérifiée

$$3 - \frac{40}{40} = 1,00 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1,00 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- *Pour les Poteaux des étages 5.6.(5x35) :*

$$2 - \frac{h_e}{20} = \frac{3.06 - 0.35}{20} = 0.136[m]$$

Min (35x35) = 35 ≥ 13,6 [cm] ⇒ **condition vérifiée.**

$$3 - \frac{35}{35} = 1,00 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1,00 < 4 \Rightarrow \text{vérifié condition.}$$

- *Pour les Poteaux du dernier étage (35x35) :*

$$2 - \frac{h_e}{20} = \frac{2.9 - 0.35}{20} = 0.128[m]$$

Min (35x35) = 35 ≥ 12,8 [cm] **condition vérifiée.**

$$3 - \frac{35}{35} = 1,00 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1,00 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

Vérification au flambement

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 l_0$).

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

I : Moment d'inertie du poteau : $I = bh^3 / 12$

B : Section transversale du poteau ($B = hb$)

l_0 : Longueur libre du poteau

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h} \quad \lambda = 2,42 \frac{l_0}{h}$$

Pour le sous sol- 1 (45x45) :

$$\lambda = 2,42 \times 2,72 / 0,45 = 16,46 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Pour sous sol -2(45x45) :

$$\lambda = 2,42 \times 2,85 / 0,45 = 17,24 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Pour RDC, de Poteaux (45x45) :

$$\lambda = 2,42 \times 4,08 / 0,45 = 24,68 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Pour les étages 1, 2, 3,4, des Poteaux (40x40) :

$$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,40 = 21,16 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Pour les étages 5, 6, des Poteaux (35x35) :

$$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,35 = 24,68 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Pour les Poteaux du dernier étage (35x35)

$$\lambda = 2,42 \times 2,9 / 0,35 = 23,39 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Introduction

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99) à ELU et ELS.

III.1. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort « N » dû à son poids propre et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr » dans la section de l'encastrement, le calcul se fait à la flexion composée, en considérant une bande de 1m de largeur.

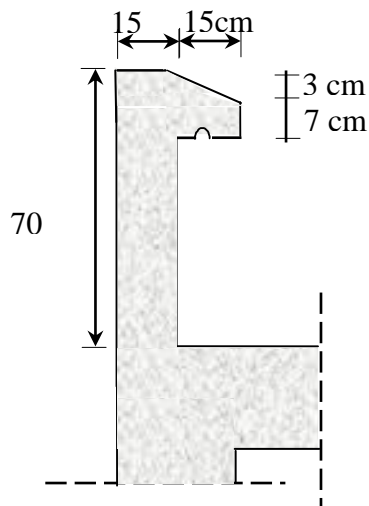


Fig.III.1 .Coupe verticale de l'acrotère

III.1.1. sollicitations

- Poids propre de 1m de longueur de l'acrotère : $G = \rho.S.1ml$

Avec : ρ : masse volumique du béton.
 S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = \left[(0.7 \times 0.15) + (0.15 \times 0.1) - \left(0.03 \times \frac{0.15}{2} \right) \right] \times 25 = 2.944 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{G = 2,944 \text{ KN/ml}}$$

- Surcharge d'exploitation : $\mathbf{Q = 1.00 \text{ kN/ml}}$
- Effort normale du au poids propre : $\mathbf{N = G \times 1 = 2,944 \text{ kN}}$
- Effort de tranchant : $\mathbf{T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN/ml}}$
- Moment de fléchissant max du à la surcharge : $\mathbf{M = T \times H = Q \times 1ml \times H = 0.70 \text{ kN.m}}$

Remarque

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

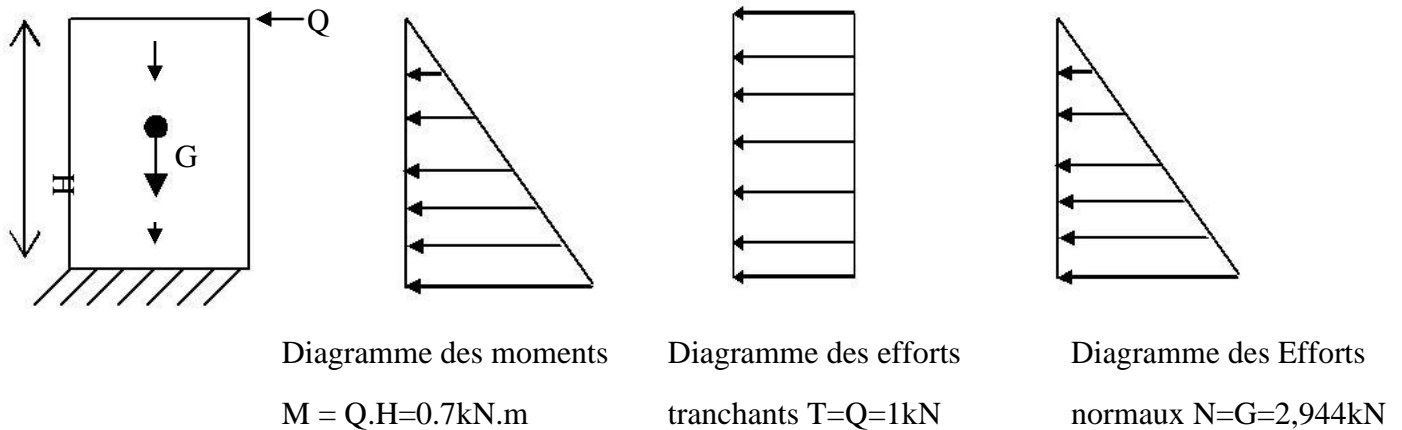
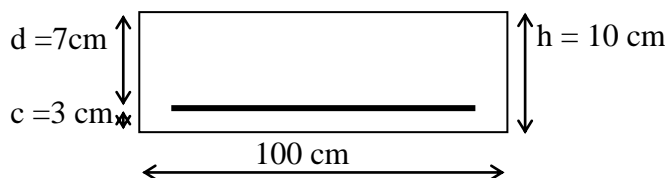


Fig. : III.1.2 Schéma statique

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



III.1.2. Les combinaisons de charge

A L'ELU : 1.35G+1.5Q

- Effort normal : $N_u = 1.35 N = 1.35 \times 2,944 = 3,974 \text{ kN}$
- Moment fléchissant : $M_u = 1.5 M = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ kN m}$
- Effort tranchant T : $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$

A L'ELS : G+Q

- Effort normal: $N_s = N = 2,944 \text{ kN}$
- Moment de renversement: $M_s = M = 0,7 \text{ kN m}$
- Effort tranchant T : $T_s = T = 1 \text{ kN}$

III.1.3. Ferrailage de l'acrotère

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion, elle se calcule à l'ELU puis se vérifie à l'ELS.

III.1.3.1 Calcul à l'ELU**Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{3,974} = 0,26\text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,02\text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

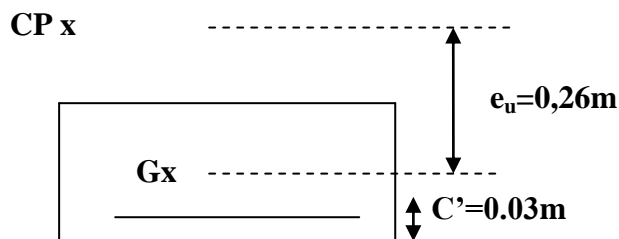


Fig. III.1.3. Schéma statique des distances

Le centre de pression « Cp » se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une SPC (section partiellement comprimée).

Le calcul d'armature se fait en deux étapes :

1) La section des armatures fictives (en flexion simple)

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

$$M_f = 1,05 + 3,974 \left(\frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 1,13 \text{ kN.m}$$

$$\tau_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,13 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{cécution simplement armée}$$

$$\mu = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,13 \times 10^3}{0,994 \times 7 \times 348} = 0,49 \text{ cm}^2$$

2) La section des armatures réelles (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0,49 - \frac{3,974 \times 10}{348} = 0,37 \text{ cm}^2$$

III.1.3.2 Vérifications

• Armature principale

a. Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91)

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 d}{e_s - 0.185 d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{2,944} = 24 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 7 \times 2.1}{400} \left[\frac{24 - 0.445 \times 7}{24 - 0.185 \times 7} \right] = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,37 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,77 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures A_{\min} .

$$A = A_{\min} = 0,77 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\text{adopté}} = 3 \text{ HA } 8 = 1,5 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 30 \text{ cm}$

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{1,5}{4} = 0,37 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3 \text{ HA } 8 = 1,5 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 91)

La fissuration est préjudiciable, donc $\tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad V_u = 1.5 \times Q \quad \text{avec } V_u : \text{ effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 80} = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

c. Vérification de l'adhérence:(BAEL99/art A.6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad (\text{Acier de haute adhérence})$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.04} = 0.237 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.04 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d. Espacement des barres

-Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$ Soit $S_t = 30 \text{ cm.}$

-Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$ Soit $S_t = 20 \text{ cm.}$

e. Ancrages des barres verticales

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 253.9 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

III.1.3.3 vérification à L'ELS

La contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

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

a) Vérification des contraintes dans l'acier (Art A-5.3.2 / BAEL 91)

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{Avec: } \eta = 1.6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{267 ; 201.63\} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100xA}{bxd} = \frac{100 \times 1,5}{100 \times 7} = 0.21$$

$$\rho_1 = 0.21 \quad \longrightarrow \beta_1 = 0.926 \quad \longrightarrow K_1 = 52,57$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10}{0,926 \times 70 \times 1,5 \times 10^2} = 71,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 71,99 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de contraintes dans le béton (Art A-4.5.2/ BAEL 91)

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{71,99}{52,57} = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Le Ferrailage adopté est :

Armatures principales : 3HA8/ml = 1,5 cm² avec St = 30 cm

Armatures de répartition : 3HA8 = 1,5 cm² avec St = 20 cm

III .1.4. Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale F_p .

Si l'action de la main courante Q est supérieure à l'action sismique alors il n'y a pas de vérification à faire

$$F_p = 4AC_p w_p$$

Avec

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

$$A = 0.15 \quad (\text{Zone II}_a, \text{ groupe d'usage 2})$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$$C_p = 0.3$$

w_p : poids de l'élément

$$w_p = 2,944 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 2,944 = 0,53 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml.}$$

→ Pas de calcul supplémentaire à faire

Conclusion

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique alors le calcul au séisme est inutile.

Toute fois comme le séisme agit dans les deux sens, il faut alors introduire une deuxième nappe d'armature.

L'acrotère sera ferrillé comme suite :

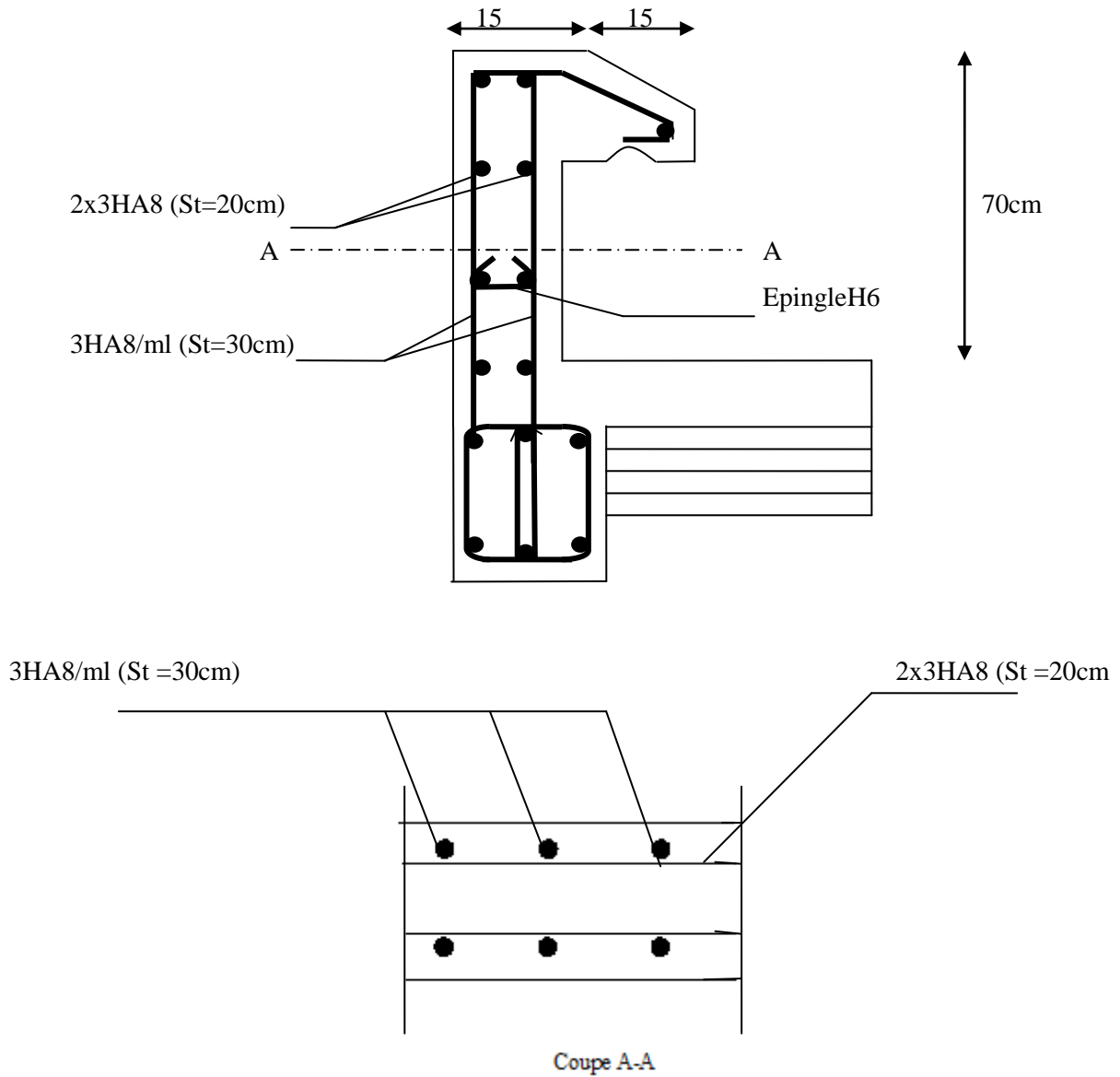


Fig.III.1.4.Ferrailage de l'acrotère

III.2 CALCUL DES PLANCHERS

❖ Introduction

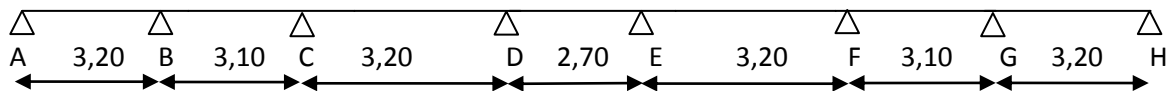
Comme nous l'avons indiqué déjà au chapitre II, notre projet est constitué des planchers de même type en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée.

Le plancher en corps creux est composé de :

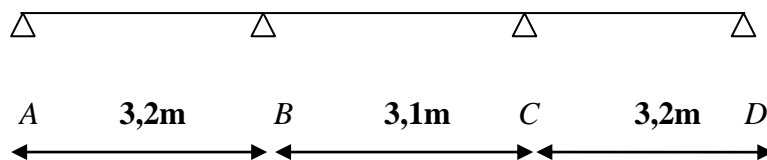
- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de Portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) ayant comme fonction :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondant aux surcharges.

On va étudier deux cas de planchers :

Cas 1 : Cas de 7 travées



Cas 2 : Cas de 3 travées



III.2.1 Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression sera coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le B.A.E.L. (Art B.6.8 ,423) :

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

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Soit : $A_{\perp} = 6\text{Ø}6 = 1,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, $S_t = 20 \text{ cm}$

l : distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm)

➤ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,850 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 6\text{Ø}6 = 1,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc, on optera pour un treillis soudé **TL520**

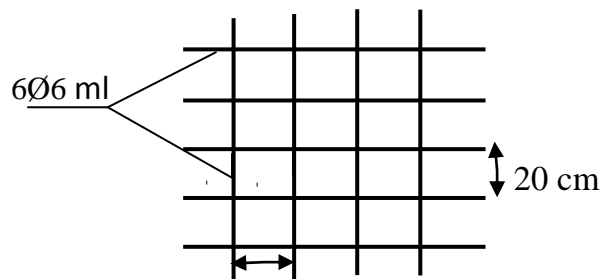


Fig III.2.1: Treillis soudés (200x200)

III.2.2 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties leur longueur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles. Le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression

III.2.2.1 Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle supporte son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

➤ Chargement :

✓ Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$

✓ Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/ml}$

$$G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

✓ Poids de la main d'œuvre $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN /ml}$$

➤ Ferraillage à l'ELU

a) La combinaison de charge

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 0,65 = 1,97 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (0,12 + 0,62) + 0,65 = 1,39 \text{ kN/m}$$

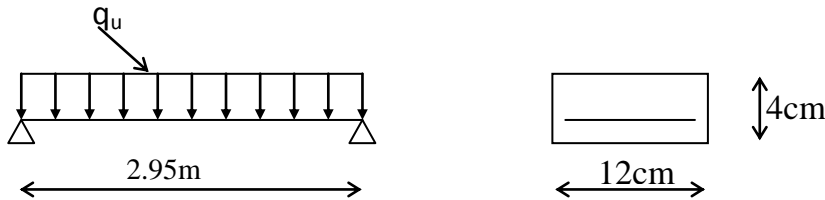


Fig III.2.2 : Schéma statique de la poutrelle.

b).calcul du moment isostatique

✓ Le moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{1,97 \times 2,95^2}{8} = 2,14 \text{ kNm}$$

$$M_u = 2,14 \text{ kN.M}$$

✓ L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{1,97 \times 2,95}{2} = 2,90 \text{ kN}$$

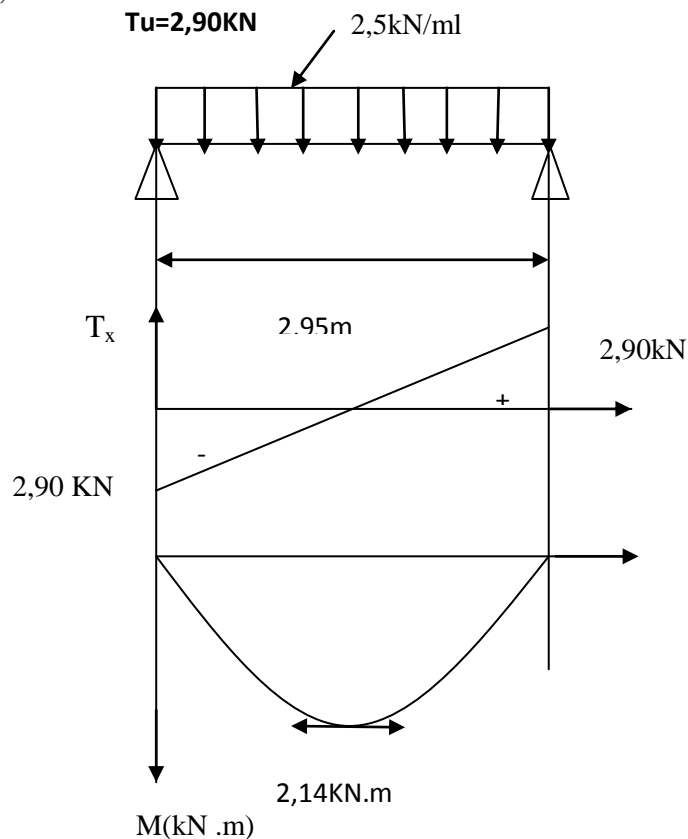


Fig. III.2.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

c). Calcul des armatures

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

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec : $b=12 \text{ cm}$; $d= h-c$; $h= 4 \text{ cm}$; $c= 2\text{cm}$

$d=2\text{cm}$ (hauteur utile)

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,14 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 3,14 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armée}$$

Remarque

Comme la section de la poutrelle est faible (12×4) cm^2 , on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

d) Calcul du moment limite correspondant à une section simplement armée

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

$$M_l = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 \times 10^{-6} = 0,267 \text{ kN.m}$$

Donc, la longueur maximale entre appuis pour avoir une section simplement armée est à :

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8M_l}{qu}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267 \times 10^4}{1,97}} = 104,12 \text{ cm}$$

- Pour les travées de **385 cm** on prévoit $(385 / 104,12) \approx 4$ distances entre étais, on place **3** pieds droits.

III.2.2.2. Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue qui repose sur plusieurs appuis, elle aura une section en T.

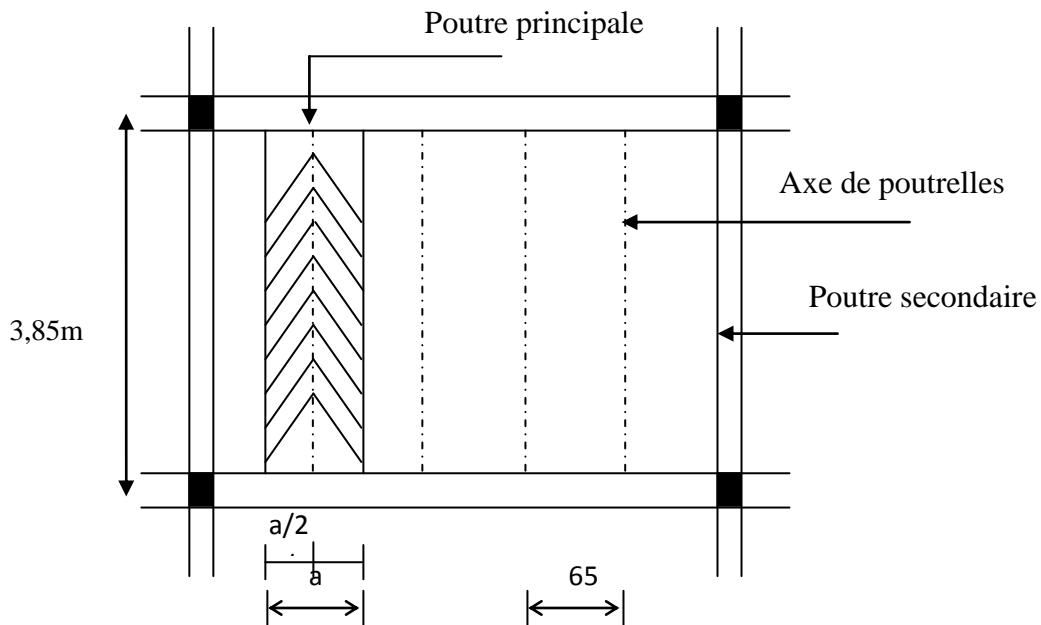


Figure.III.2.4 : Surface revenant aux poutrelles.

a)-Charges et surcharges :

- **Poids propre du plancher** (étage terrasse): $G = 5,68 \times 0,65 = 3.692 \text{ kN/m}$.
 Poids propre du plancher (étage courant) : $G = 5,20 \times 0,65 = 3.38 \text{ kN/m}$.
 Poids propre du plancher(RDC) : $G = 5,20 \times 0,65 = 3.38 \text{ kN/m}$.
- **Charge d'exploitation** :(étage terrasse) $Q = 1 \times 0,65 = 0.65 \text{ kN/ml}$.
 Charge d'exploitation :(étage courant) $Q = 1,5 \times 0,65 = 0.975 \text{ kN/ml}$.
 Charge d'exploitation :(étage RDC) $Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ kN/ml}$.

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher du RDC.

b). Combinaison d'actions :

1^{er} cas :

La charge de calcul sera donc : à l'ELU $\rightarrow q_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_u = 7,975 \text{ kN/ml}$

à l'ELS $\rightarrow q_s = G + Q \rightarrow q_s = 5,655 \text{ kN/ml}$

$q_u = 7,975 \text{ kN/ml}$

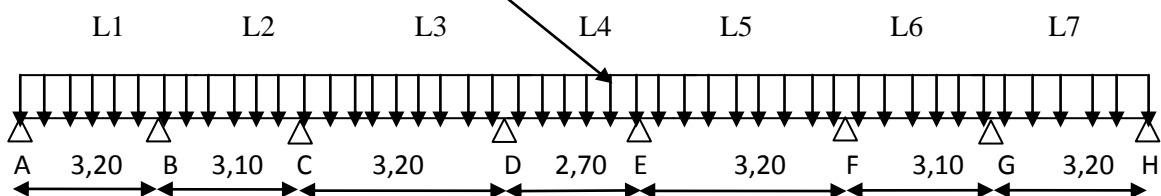


Fig.III.2.5. Schéma statique de la poutrelle

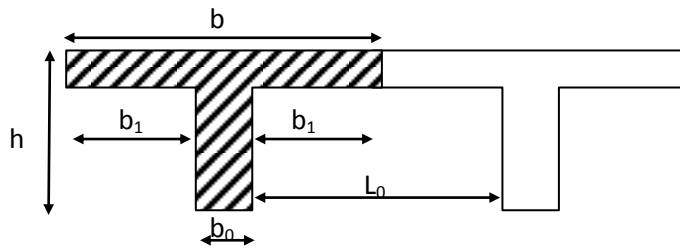
c)- Dimensionnement de la poutrelle :

Fig III.2.6 : Dimension de la section Té

Avec :

$h = (16+4)$ cm, hauteur de la section

$h_0 = 4$ cm, épaisseur de la dalle de compression

$b_0 = 12$ cm, largeur de la nervure

• b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\} \text{ Avec}$$

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : longueur de la plus grande travée. ($L = 3.5$ m)

$$\text{D'où: } b_1 \leq \min \left\{ 26,5 ; 35 ; 32 \right\} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

III.2.2.3. Choix de la méthode de calcul

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes

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

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées c'est le cas de constructions courantes (**voir BAEL 91 modifié 99/ Art B.6.2, 201**).

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

$$Q \leq \max \{2G; 5 \text{ kN} \} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$Q = 2,275 \text{ kN} < 2G = 6,76 \text{ kN} \dots\dots\dots \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2)- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées Considérées \rightarrow condition vérifiée

3)- Les portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$\left. \begin{array}{l} L_1 / L_2 = 3,20 / 3,10 = 1,03 \\ L_2 / L_3 = 3,10 / 3,20 = 0,96 \\ L_3 / L_4 = 3,20 / 2,7 = 1,18 \\ L_4 / L_5 = 2,7 / 3,20 = 0,84 \\ L_5 / L_6 = 3,20 / 3,10 = 1,03 \\ L_6 / L_7 = 3,10 / 3,20 = 0,96 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4)- La fissuration est considérée comme peu nuisible..... \rightarrow condition vérifiée

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

III.2.2.4.Principe de la méthode (BAEL91 modifie 99 J.P Mougin art 3III4

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

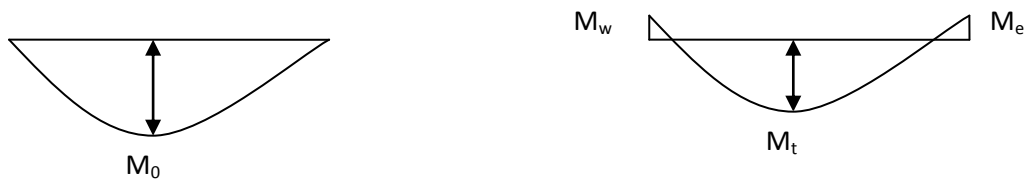


Figure III.2.7. : Diagramme des moments

III.2.2.5.Exposé de la méthode

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en

valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont
 L : longueur entre nus des appuis.
- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

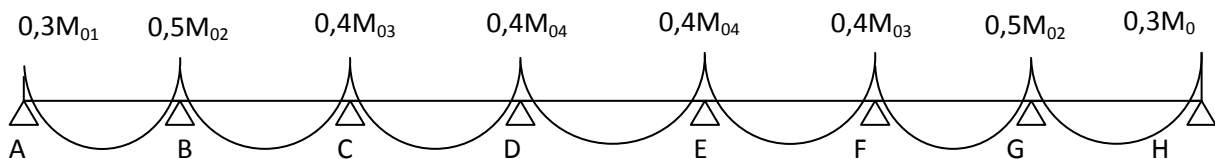
- $M_t \geq \max\{1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

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

- ♦ $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ♦ $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ♦ $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- ♦ $0,3 M_0$ pour les appuis de rives.

III.2.2 6. Calcul des coefficients

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3} \quad \alpha = \frac{2,275}{2,275 + 3,38} = 0,402$$



		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.402	1,12	0,56	0,66

III.2.2.7. Méthode forfaitaire✚ Calcul des moments fléchissant✓ Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU▪ Moment en travée :

$$M_0 = \frac{quL^2}{8}$$

$$M_{01} = 7,975 \times \frac{(3,2)^2}{8} = 10,20 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = 7,975 \times \frac{(3,1)^2}{8} = 9,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = 7,975 \times \frac{(3,2)^2}{8} = 10,20 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = 7,975 \times \frac{(2,70)^2}{8} = 7,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{05} = 7,975 \times \frac{(3,2)^2}{8} = 10,20 \text{ kN.m}$$

$$M_{06} = 7,975 \times \frac{(3,1)^2}{8} = 9,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{07} = 7,975 \times \frac{(3,2)^2}{8} = 10,20 \text{ kN.m}$$

Travée	A - B	B - C	C - D	D - E	E - F	F - G	G - H
L(m)	3,20	3,10	3,20	2,70	3,20	3,10	3,20
M_0	10,20	9,58	10,20	7,26	10,20	9,58	10,20

▪ Moment aux appuis :

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

$$M_1 = 0,3 \times M_{01} = 3,06 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \times \max(M_{01}, M_{02}) = 5,1 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \times \max(M_{02}, M_{03}) = 4,08 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \times \max(M_{03}, M_{04}) = 4,08 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \times \max(M_{04}, M_{05}) = 4,08 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = 0,4 \times \max(M_{05}, M_{06}) = 4,08 \text{ kN.m}$$

$$M_7 = 0,5 \times \max(M_{06}, M_{07}) = 5,1 \text{ kN.m}$$

$$M_8 = 0,3 \times \max(M_{07}, M_{08}) = 3,06 \text{ kN.m}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient forfaitaire β	0,3	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,3
M_{appui}	3,06	5,1	4,08	4,08	4,08	4,08	5,1	3,06

✓ Calcul des moments en travées- **Travée de rive A – B**

$$\diamond M_{tAB} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et } (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05$$

$$M_{tAB} \geq 1,12 \times 10,20 - \frac{3,06 + 5,1}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 7,344 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_{tAB} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0,66 \times 10,2 = 6,732 \text{ kN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 7,344 \text{ kN.m}$

- **Travée intermédiaire B - C**

$$\diamond M_{tBC} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \quad \text{et } (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05$$

$$M_{tBC} \geq 1,12 \times 9,58 - \frac{5,1 + 4,08}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 6,139 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0,56 \times 9,58 = 5,364 \text{ kN. M}$$

On prend :

$$M_{tBC} = 6,139 \text{ kN.m}$$

- **Travée intermédiaire C- D**

$$\diamond M_{tCD} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et } (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$M_{tCD} \geq 1,12 \times 10,2 - \frac{4,08 + 4,08}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 7,344 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_{tCD} \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0,56 \times 10,20 = 5,712 \text{ kN. m}$$

On prend :

$$M_{tCD} = 7,344 \text{ kN. m}$$

- **Travée intermédiaire D - E**

$$\diamond M_{tDE} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tDE} \geq 1,12 \times 7,26 - \frac{4,08 + 4,08}{2}$$

$$M_{tDE} \geq 4,051 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_{tDE} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{04} = 0,56 \times 7,26 = 4,065 \text{ kN.m}$$

On prend :

$$M_{tBC} = 4,065 \text{ KN. M}$$

- **Travée intermédiaire E - F**

$$\diamond M_{tEF} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tEF} \geq 1,12 \times 10,20 - \frac{4,08 + 4,08}{2}$$

$$M_{tEF} \geq 7,344 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_{tEF} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{05} = 0,56 \times 10,20 = 5,712 \text{ kN.m}$$

On prend : $M_{tEF} = 7,344 \text{ kN.m}$

- **Travée intermédiaire F - G**

$$\diamond M_{tFG} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{06} - \frac{M_F + M_G}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tFG} \geq 1,12 \times 9,58 - \frac{4,08 + 5,1}{2}$$

$$M_{tFG} \geq 6,139 \text{ KN.m}$$

$$M_{tFG} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{06} = 0,56 \times 9,58 = 5,364 \text{ kN.m}$$

On prend: $M_{tEF} = 6,139 \text{ kN.m}$

- **Travée de rive G - H**

$$\diamond M_{tGH} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{07} - \frac{M_G + M_H}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tGH} \geq 1,12 \times 10,2 - \frac{5,1 + 3,06}{2}$$

$$M_{tGH} \geq 7,344 \text{ kN.m}$$

$$\blacklozenge M_{tGH} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{07} = 0,66 \times 10,20 = 6,732 \text{ kN.m}$$

On prend : $M_{tEF} = 7,344 \text{ kN.m}$

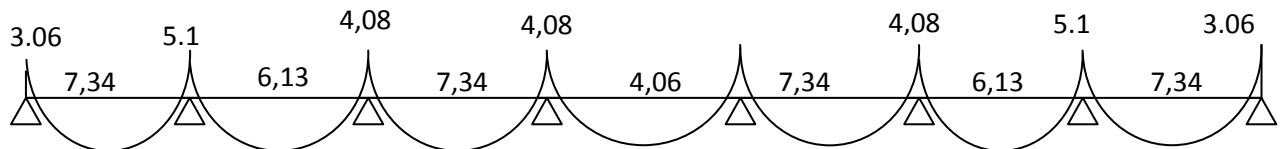


Fig III.2.8. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

✓ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

- Avec : V_w, V_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

- **La travée A – B**

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \frac{7,975 \times 3,20}{2} + \frac{(-5,1) - (-3,06)}{3,20}$$

$$V_A = 12,122 \text{ kN.}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{7,975 \times 3,20}{2} + \frac{(-5,1) - (-3,06)}{3,20}$$

$$V_B = -13,397 \text{ kN.}$$

- *La travée B-C*

$$V_B = \frac{7,975 \times 3,10}{2} + \frac{(-4,08) - (-5,1)}{3,10}$$

$$V_B = 12,690 \text{ kN.}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_C = -\frac{7,975 \times 3,10}{2} + \frac{(-4,08) - (-5,1)}{3,10}$$

$$V_C = -12,03 \text{ kN}$$

- *La travée C-D*

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{7,975 \times 3,20}{2} + \frac{(-4,08) - (-4,08)}{3,20}$$

$$V_C = 12,76 \text{ kN.}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{7,975 \times 3,20}{2} + \frac{(-4,08) - (-4,08)}{3,20}$$

$$V_D = -12,76 \text{ kN.}$$

- **La travée D – E**

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_D = \frac{7,975 \times 2,70}{2} + \frac{(-4,08) - (-4,08)}{2,70}$$

$$V_D = 10,766 \text{ kN.}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{CD}}$$

$$V_E = -\frac{7,975 \times 3,20}{2} + \frac{(-4,08) - (-4,08)}{3,20}$$

$$V_E = -10,766 \text{ kN.}$$

- **La travée E– F**

$$V_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_E = \frac{7,975 \times 3,20}{2} + \frac{(-4,08) - (-4,08)}{3,20}$$

$$V_E = 12,76 \text{ kN.}$$

$$V_F = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_F = -\frac{7,26 \times 3,60}{2} + \frac{(-5,51) - (-9,19)}{3,60}$$

$$V_F = -12,76 \text{ kN.}$$

- **La travée F– G**

$$V_F = \frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$V_F = \frac{7,975 \times 3,10}{2} + \frac{(-5,1) - (-4,08)}{3,10}$$

$$V_F = 12,032 \text{ kN.}$$

$$V_G = -\frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$V_G = -\frac{7,975 \times 3,10}{2} + \frac{(-5,1) - (-4,08)}{3,10}$$

$$V_G = -12,690 \text{ kN.}$$

- *La travée G-H*

$$V_G = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_G = \frac{7,975 \times 3,20}{2} + \frac{(-3,06) - (-5,1)}{3,20}$$

$$V_G = 13,397 \text{ kN.}$$

$$V_H = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_H = -\frac{7,26 \times 3,60}{2} + \frac{(-5,51) - (-9,19)}{3,60}$$

$$V_H = -12,122 \text{ kN.}$$

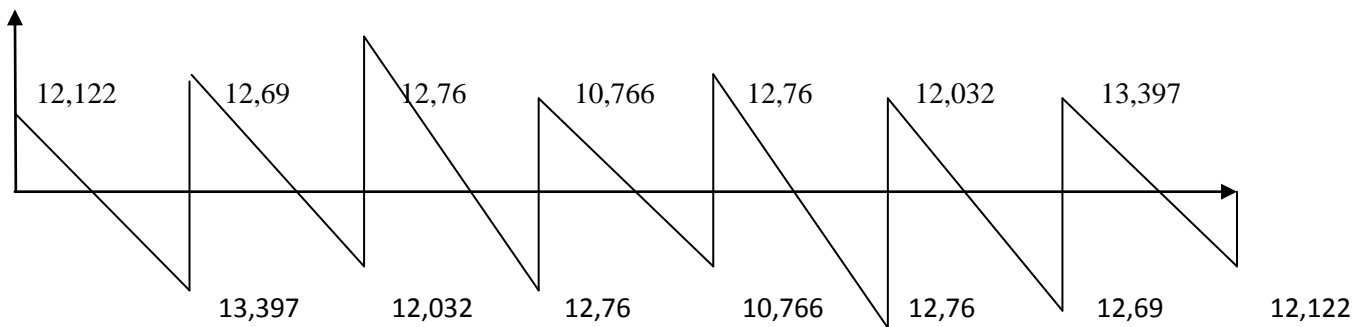


Fig III.2.9 : Diagramme des efforts tranchants

2^{ém} cas :

La charge de calcul sera donc : à l'ELU $\rightarrow qu=1,35G+1,5Q \rightarrow qu= 7,975\text{kN/ml}$

à l'ELS $\rightarrow qs=G+Q \rightarrow qs=5,655\text{kN/ml}$

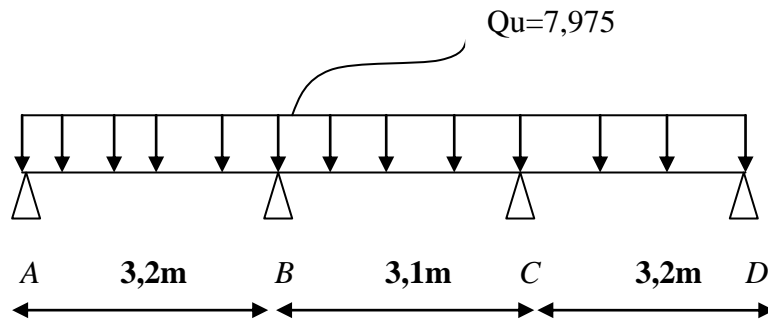


Fig III .2.10. Schéma statique de la poutrelle

✚ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Comme cela a été développé précédemment pour le 1^{er} cas de calcul ici on ne vérifie que le rapport des travées car les autres conditions restent les mêmes qu'au 1^{er} cas

3)- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$\left. \begin{aligned} L_i / L_{i+1} &= 3,20 / 3,10 = 1,03 \\ L_i / L_{i+1} &= 3,10 / 3,20 = 0,96 \end{aligned} \right\}$$

Elles sont comprises entre 0,8 et 1,25 **condition vérifiée**

✚ Calcul des moments fléchissants

✓ Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU

- **Moment en travée :**

$$M_0 = \frac{quL^2}{8}$$

$$M_{01} = 7,975 \times \frac{(3,2)^2}{8} = 10,20\text{kN.m}$$

$$M_{02} = 7,975 \times \frac{(3,1)^2}{8} = 9,58\text{kN.m}$$

$$M_{03} = 7,975 \times \frac{(3,2)^2}{8} = 10,20 \text{ kN.m}$$

Travée	A- B	B - C	C- D
L(m)	3,20	3,10	3,20
M_0	10,20	9,58	10,20

▪ **Moment aux appuis :**

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

$$M_1 = 0,3 \times M_{01} = 3,06 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \times \max(M_{01}, M_{02}) = 5,1 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,5 \times \max(M_{02}, M_{03}) = 5,1 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,3 \times M_{03} = 3,06 \text{ kN.m}$$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire β	0,3	0,5	0,5	0,3
M_{appui}	3,06	5,1	5,1	3,06

✓ **Calcul des moments en travées**

- **Travée de rive A – B**

$$\diamond M_{tAB} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et } (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05$$

$$M_{tAB} \geq 1,12 \times 10,20 - \frac{3,06 + 5,1}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 7,344 \text{ .m}$$

$$\diamond M_{tAB} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0,66 \times 10,20 = 6,732 \text{ kN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 7,344 \text{ kN.m}$

- **Travée intermédiaire B - C**

$$\diamond M_{tBC} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \quad \text{et } (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05$$

$$M_{tBC} \geq 1,12 \times 9,58 - \frac{5,1 + 5,1}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 5,63 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0,56 \times 9,58 = 5,364 \text{ kN.m}$$

On prend :

$$M_{tBC} = 5,63 \text{ kN.m}$$

- **Travée intermédiaire C- D**

$$\diamond M_{tCD} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05.$$

$$M_{tCD} \geq 1,12 \times 10,2 - \frac{5,1 + 3,06}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 7,344 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_{tCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0,66 \times 10,20 = 6,732 \text{ kN.m}$$

On prend :

$$M_{tCD} = 7,344 \text{ kN.m}$$

$$M_{tDE} \geq 1,12 \times 7,26 - \frac{4,08 + 4,08}{2}$$

$$M_{tDE} \geq 4,051 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_{tGH} \geq \left(\frac{1,2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{07} = 0,66 \times 10,20 = 6,732 \text{ kN.m}$$

On prend : $M_{tEF} = 7,344 \text{ kN.m}$

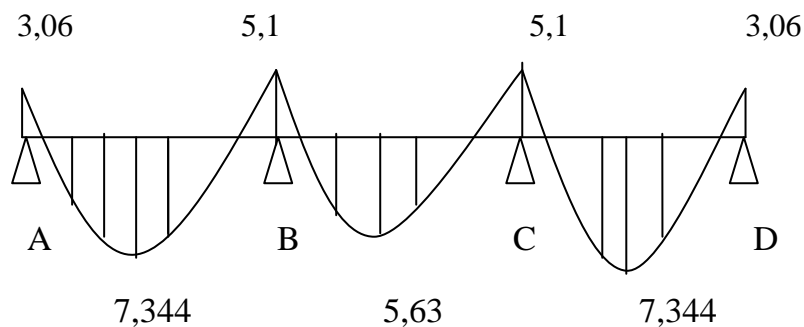


Fig III.2.11. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

✓ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

- Avec : V_w, V_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

- **La travée A – B**

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \frac{7,975 \times 3,20}{2} + \frac{(-5,1) - (-3,06)}{3,20}$$

$$V_A = 12,122 \text{ kN.}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{7,975 \times 3,20}{2} + \frac{(-5,1) - (-3,06)}{3,20}$$

$$V_B = -13,397 \text{ kN.}$$

- **La travée B– C**

$$V_B = \frac{7,975 \times 3,10}{2} + \frac{(-5,1) - (-5,1)}{3,10}$$

$$V_B = 12,36 \text{ kN.}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_C = -\frac{7,975 \times 3,10}{2} + \frac{(-5,1) - (-5,1)}{3,10}$$

$$V_C = -12,36 \text{ kN}$$

La travée C – D

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{7,975 \times 3,20}{2} + \frac{(-3,06) - (-5,1)}{3,20}$$

$$V_C = 13,39 \text{ kN.}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{7,975 \times 3,20}{2} + \frac{(-3,06) - (-5,1)}{3,20}$$

$$V_D = -12,12 \text{ kN.}$$

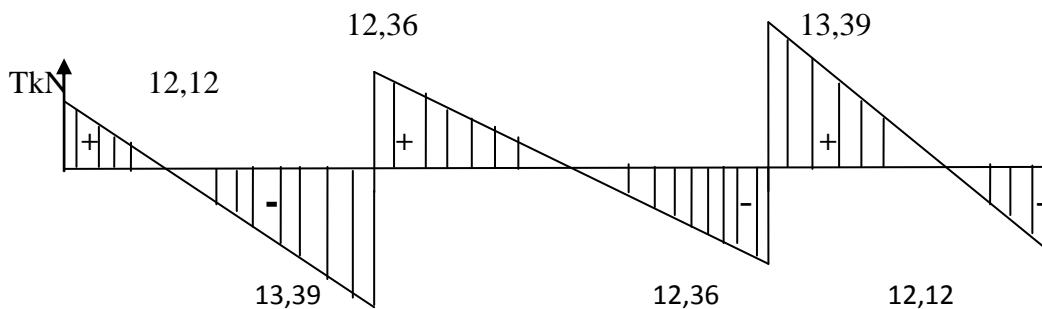


Fig III.2.12: Diagramme des efforts tranchants

Conclusion

Donc le cas plus défavorable dans notre c'est le même, on choisit :

$$M_t^{\max} = 7,344 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 5,1 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad V_{\text{umax}} = 13,39 \text{ kN}$$

III.2.3. Calcul des armatures à L'ELU

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm; } b_0 = 12 \text{ cm; } h = 20 \text{ cm; } h_0 = 4 \text{ cm; } d = 18 \text{ cm}$$

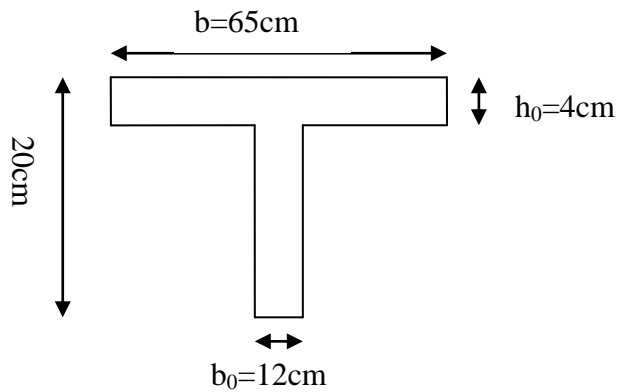


Figure III.2.13 : Section de la poutre en T

a) Armature longitudinale➤ En travées :

$$M_t^{\max} = 7,344 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 7,344 \text{ KN.m} < M_t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression ;}$$

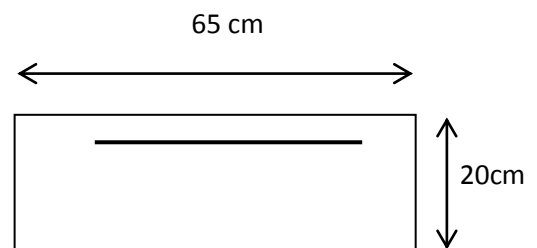
La section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,344 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,04 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7,344 \times 10^5}{0,988 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,18 \text{ cm}^2$$



$$A_t = 1,18 \text{ cm}^2 \text{ on adopte ; } \mathbf{2HA10 = 1,56 \text{ cm}^2}$$

➤ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 5,1 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{5,1}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,092.$$

$$\mu = 0,092 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,092 \Rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5,1 \times 10^4}{0,952 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 0,855 \text{ cm}^2.$$

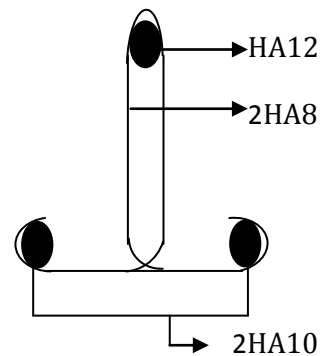
$$A_a = 0,855 \text{ cm}^2 \text{ on adopte ; HA12} = 1,13 \text{ cm}^2$$

• **Conclusion**

En travée, on adoptera : 2HA10 = 1,56 cm².

Aux appuis, on adoptera : HA12 = 1,13 cm².

Pour les aciers de continuité, on place 2HA8 = 1.00 cm²

**b) Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)**

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right) = 0,57 \text{ cm} \quad \text{On adopte } 2 \text{ HA8} = 1,00 \text{ cm}^2.$$

c) Espacement des armatures : : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

III.2.4. Vérification à l'ELUA)- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)➤ En travée :

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B)- Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{13,39 \times 10^3}{180 \cdot 120} = 0,619 \text{ MPa}$$

Pour une Fissuration non préjudiciables

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

$$\tau_u = 0,619 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C)- Vérification de la contrainte d'adhérence

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{13,39 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2 \times \pi \times 12} = 1,09 \text{ MPa} \dots \dots \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

D)- Ancrage des barres :

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

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

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

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

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

$$l_s = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm}$$

E)- L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

➤ Sur le béton

$$V^{\max}_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

$$V^{\max}_u = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ kN}$$

$$V^{\max}_u = 13,39 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

➤ Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V^{\max}_u + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 2,26 \geq \frac{1,15}{400} \left(13,39 + \frac{5,1}{0,9 \times 18} \right) = 0,039$$

⇒ condition vérifiée.

F)- Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 13,39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{13,39 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,114$$

$$\tau_u = 0,114 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4,347, 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,114 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.5. Calcul à L'ELS

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0,716$.

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,975 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 5,655 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0,709$$

- **Les moments en travées**

$$M_{iAB} = 10,20 \times 0,709 = 7,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{iBC} = 9,58 \times 0,709 = 6,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{iCD} = 10,2 \times 0,709 = 7,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{iDE} = 7,26 \times 0,709 = 5,14 \text{ kN.m}$$

$$M_{iEF} = 10,2 \times 0,709 = 7,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{iFG} = 9,58 \times 0,709 = 6,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{iGH} = 10,2 \times 0,709 = 7,23 \text{ kN.m}$$

- **Les moments en appuis :**

$$M_A = 3,06 \times 0,709 = 2,17 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 5,1 \times 0,709 = 3,62 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 4,08 \times 0,709 = 2,89 \text{ kN.m}$$

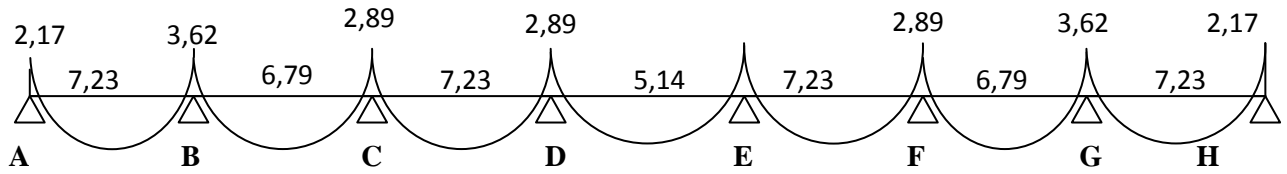
$$M_D = 4,08 \times 0,709 = 2,89 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 4,08 \times 0,709 = 2,89 \text{ kN.m}$$

$$M_F = 4,08 \times 0,709 = 2,89 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 5,1 \times 0,709 = 3,62 \text{ kN.m}$$

$$M_H = 3,06 \times 0,709 = 2,17 \text{ kN.m}$$



III.2.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

- Effort tranchant à l'E.L.S

- **Travée A – B**

$$V_A = 12,122 \times 0,709 = 8,59 \text{ kN}$$

$$V_B = -13,397 \times 0,709 = -9,49 \text{ kN}$$

- **Travée B – C**

$$V_B = 12,69 \times 0,709 = 8,99 \text{ kN}$$

$$V_C = -12,032 \times 0,709 = -8,53 \text{ kN}$$

- **Travée C – D**

$$V_C = 12,76 \times 0,709 = 9,04 \text{ kN}$$

$$V_D = -12,76 \times 0,709 = -9,04 \text{ kN}$$

- **Travée D – E**

$$V_D = 10,766 \times 0,709 = 7,63 \text{ kN}$$

$$V_E = -10,766 \times 0,709 = -7,63 \text{ kN}$$

- **Travée E – F**

$$V_E = 12,76 \times 0,709 = 9,04 \text{ kN}$$

$$V_F = -12,76 \times 0,709 = -9,04 \text{ kN}$$

- **Travée F – G**

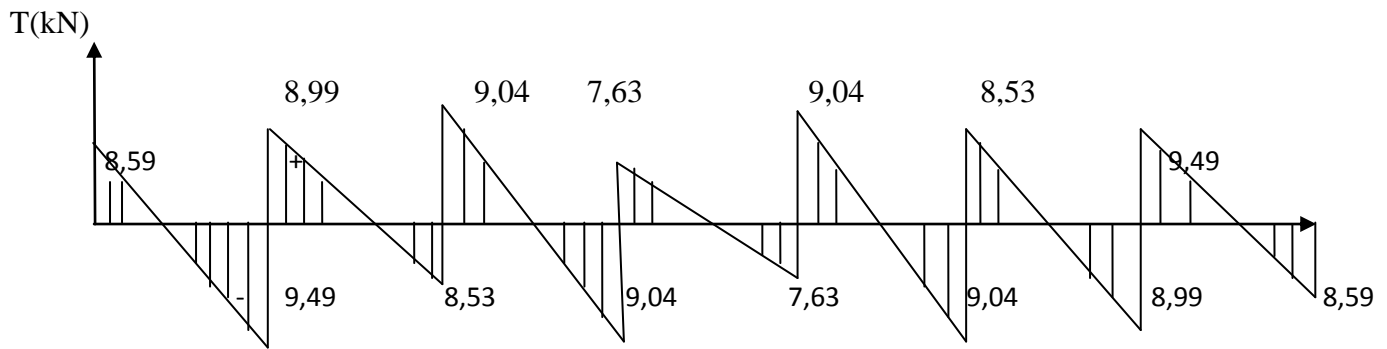
$$V_F = 12,032 \times 0,709 = 8,53 \text{ kN}$$

$$V_G = -12,69 \times 0,709 = -8,99 \text{ kN}$$

- **Travée G – H**

$$V_G = 13,397 \times 0,709 = 9,49 \text{ kN}$$

$$V_H = -12,122 \times 0,709 = -8,59 \text{ kN}$$



III.2.15. Diagramme des efforts tranchants

III.2.6. Vérification à l'E.L.S

1) Etat limite de résistance du béton en compression

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6fc_{28} = 15 \text{ MPa}$

En travées : $A_t = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,087$$

$$\rho = 1,087 \Rightarrow \beta_1 = 0,856, \alpha_1 = 0,432 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,432 \Rightarrow K=0,051$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A \cdot \beta d} = \frac{7,23 \times 10^3}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 199,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,051 \times 199,67 = 10,18 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 10,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

Aux appuis : $A_a = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$\rho = 0,523 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 \quad \alpha_1 = 0,324 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,324 \Rightarrow K = 0,032$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{3,62 \times 10^3}{1,13 \times 0,892 \times 18} = 199,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,032 \times 199,52 = 6,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

2) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible ; donc aucune vérification n'est à effectuer .

3) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 B.5.6.1)

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

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

- a) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 20/295 > 1/16 \text{ CV}$
- b) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \dots\dots\dots 20/295 > (1/10) \times (2,89/7,23) \text{ CV}$
- c) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c} \dots\dots\dots 2.35/(12 \times 18) > 4.2/400 \text{ CNV}$

Les conditions ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est indispensable.

III.2.7.Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{2950}{500} = 5,9 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

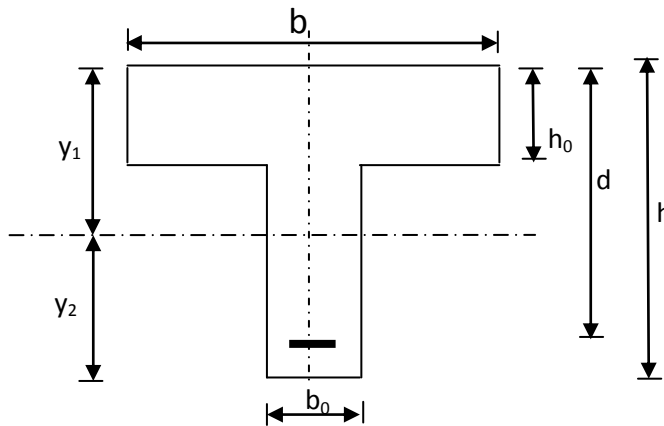
E_v : Module de déformation différé

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

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

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

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



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \cdot h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S}{B_0}$$

avec : B_0 la section homogénéisée

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = 5.93 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 5.93 = 14.07 \text{ cm}$$

$$\text{On aura } I_0 = 18248.647 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0109$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0109} = 1,51$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,547 ; 0 \} = 0,547$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 18248,647}{1 + 1,51 \times 0,547} = 10993,34 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche

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

$$f = \frac{7,23 \times 10^6 \times 2950^2}{10 \times 10818,87 \times 10993,34 \times 10^4} = 5,29 \text{ mm} < \bar{f} = 5,9 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

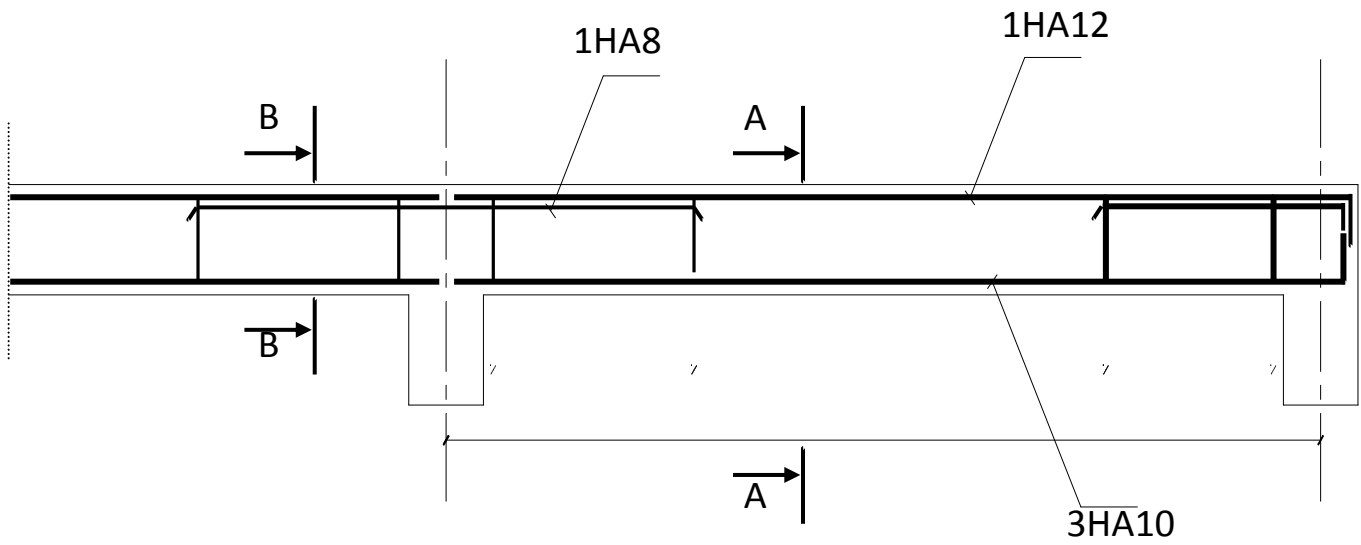
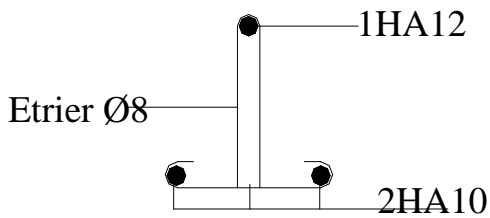


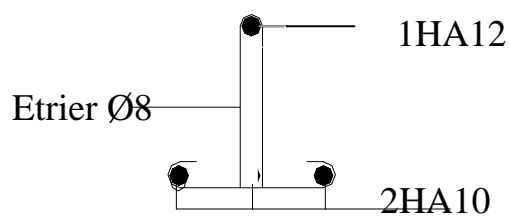
Figure III.2.16 : Ferrailage de la poutrelle

2HA8 (montage)



Ferrailage en coupe A-A

2HA8 (montage)



Ferrailage en coupe B-B

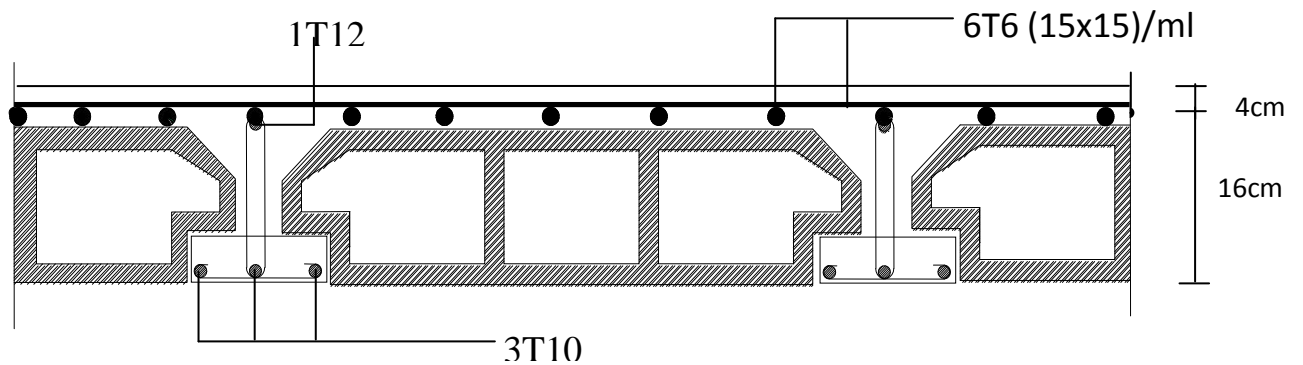


Figure III.2.17 : Plan de ferrailage du plancher

III.4. Calcul de la dalle pleine de la salle machine

Introduction

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur, la cabine a une vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$,

La surface de la cabine $S = (1.95 \times 1.60) = 3.12 \text{ m}^2$

La hauteur de la cabine est de 2.20 m

La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 8 tonnes.

La surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ kN/ml}$

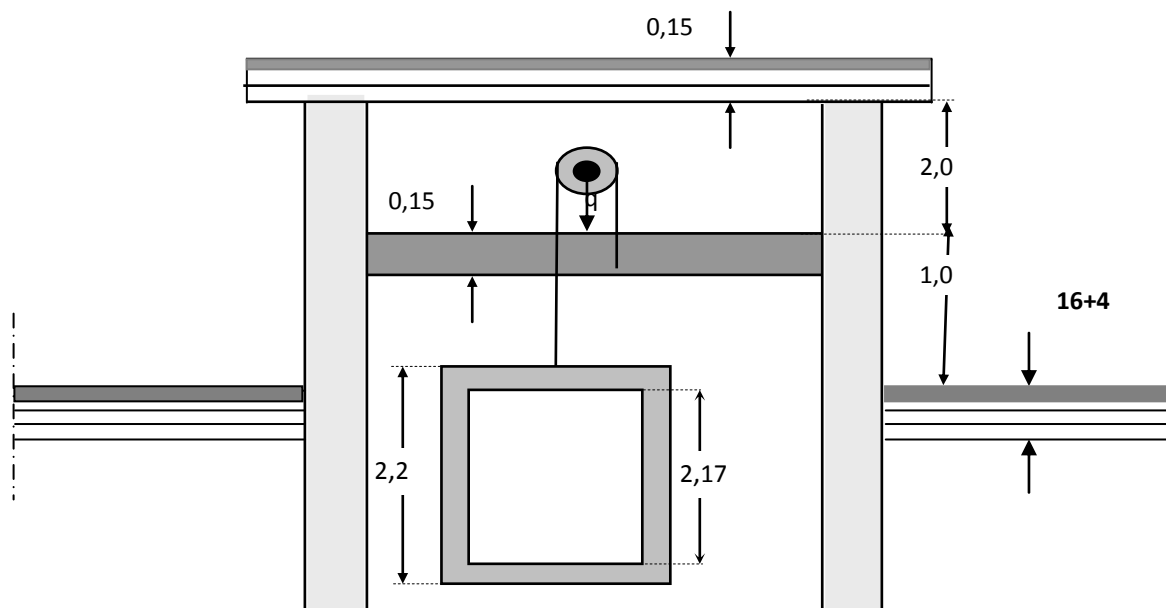


Fig. III.5.1 : coupe verticale de la charge d'ascenseur

III.4.1 Calcul de la dalle de la salle machine

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux directions en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q$$

Avec : M_1 et M_2 : valeurs lues dans les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports $\frac{l_x}{l_y}$

q : la charge total appliquée sur un rectangle centré

U et V : coté de la surface réduite

ν : Coefficient de poisson \Rightarrow

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0,2$ à l'ELS

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{30} = \frac{195}{30} = 6.50 \text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) :

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

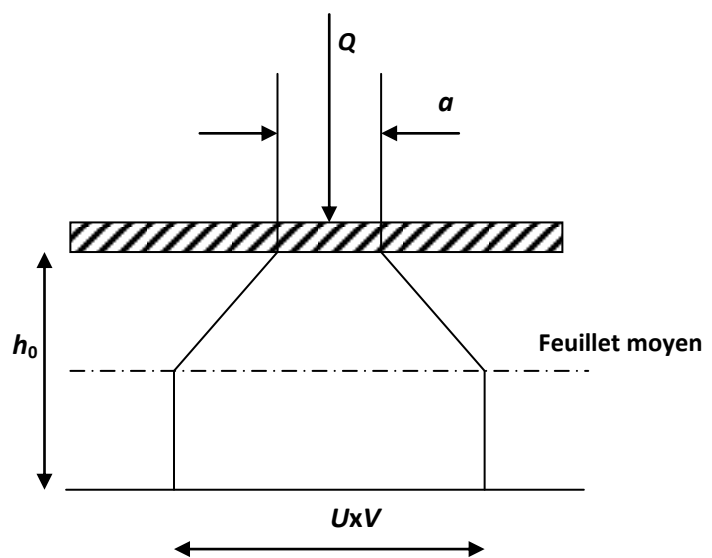
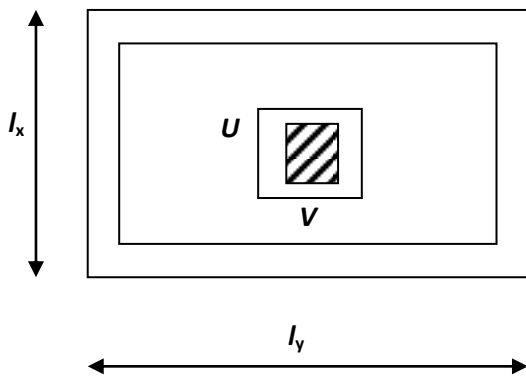
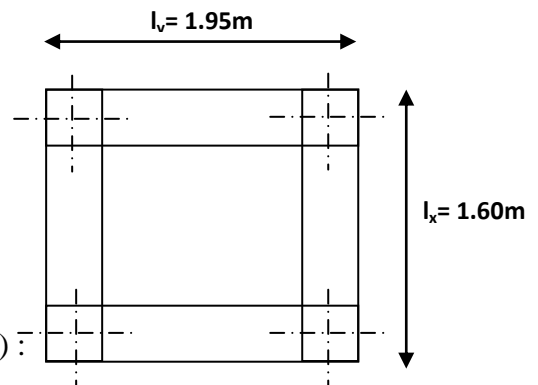


Fig. III.5.2 : diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{1,95} = 0,82 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens.}$$

On a: $U = U_0 + 2\xi_e \cdot e + h_0$

$V = V_0 + 2\xi_e \cdot e + h_0$

Avec : e : Epaisseur du revêtement ($e = 0\text{cm}$)

h_0 : hauteur de la dalle ($h_0 = 15\text{cm}$)

ξ_e : Coefficient de remplissage égale à 1 pour un remplissage en béton ou analogue.

U_0, V_0 : côtes du rectangle dans lequel q est centrée), ($U_0 = V_0 = 80\text{cm}$)

$\Rightarrow U = 80 + 1 \times 0 + 0,15 = 0,95 \text{ m}$

$V = 80 + 1 \times 0 + 0,15 = 0,95 \text{ m}$

III.4.2 Calcul des efforts :

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{1,95} = 0,82 \quad \rho = 0,82$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{0,95}{1,60} = 0,59 \quad \frac{V}{l_y} = \frac{0,95}{1,95} = 0,49$$

Pour déterminer M_1 et M_2 on doit procéder par interpolation

Après interpolation entre les deux valeurs on a trouvé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_1 = 0.100} \\ \mathbf{M_2 = 0.077} \end{array} \right.$$

▪ **Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :**

à l'ELU : $v = 0$

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 80 + 1,5 \times 0 = 108 \text{ KN/ml}$$

D'ou:

$$M_{x1} = 108 \times M_1 = 108 \times 0,100 = 10,8 \text{ KN/ml}$$

$$M_{y1} = 108 \times M_2 = 108 \times 0,077 = 8,316 \text{ KN/ml}$$

▪ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle pleine M_{x2} ; M_{y2}**

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Avec : μ_x, μ_y : des coefficients donné en fonction de ρ

$\rho = 0,82 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0,82 \Rightarrow \mu_x = 0,0542 \quad \mu_y = 0,631$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

D'ou:

$$M_{x2} = 0,0542 \times 6,563 \times (1,60)^2 = 0,911 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,631 \times 0,911 = 0,575 \text{ KN.m}$$

▪ Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,8 + 0,911 = 11,711 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,31 + 0,049 = 8,359 \text{ KN.m}$$

III.4.3 Ferrailage

En tenant compte de semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectée des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

Sens x-x

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,71 = 3,51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,51 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,015 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,51 \cdot 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement : St = 25 cm

➤ **En travée**

$$M_t = 0,85 \times 11,71 = 9,95 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{9,95 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,041 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{9,95 \cdot 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,199 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement : St = 25 cm

Sens-y-y

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 0,3 \times 8,359 = 2,507 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,507 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_a}{bdf_e / \gamma_s} = \frac{2,507 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,56 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4 HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement St = 25cm.

➤ En travée

$$M_t = 0,85 \times 8,359 = 7,11 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,11 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,03 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{7,11 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1,60 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

III.4.4 Vérification à l'ELU**a) Condition de non fragilité : (Art 4.2.1BAEL91)**

Condition de non fragilité donne la section minimale des armatures tendues, elles sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence $\rho_0 = 0,8\text{‰}$ qui dépend de la nuance des aciers de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \left(\frac{3-a}{2} \right) \quad \text{avec } a = \frac{l_x}{l_y} = 0,82$$

ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,8\text{‰}$)

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3-0,82}{2} \right) = 1,31 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq 0,07 \frac{f_{tj}}{\gamma_b} = \bar{\tau}$$

Les efforts sont maximums au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de } U : T_{\max} = V_u = \frac{q_u}{2U + V} = \frac{108}{2 \times 0,95 + 0,95} = 37,89,42 \text{ KN.}$$

$$\text{Au niveau de } V : T_{\max} = V_u = \frac{q_u}{3V} = \frac{108}{3(0,95)} = 37,89 \text{ KN}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq 0,07 \frac{f_{tj}}{\gamma_b} = \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{37,89 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,29 \text{ MPa} \leq 0,07 \frac{25}{1,5} = \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc

$$\tau_u = 0,29 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

e) Écartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

(charges concentrées)

Armatures $A_x // L_x$

$$St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Armatures $A_y // L_y$

$$St = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Diamètre minimal des barres :

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\Phi_{\max} = 8 \text{ mm} < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

f) Vérification du non poinçonnement : CBA 93(Art a .5.2.4.2)

A l'état limite ultime, la résistance au poinçonnement 'Qu' est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable de la présence d'un ferrailage horizontale

$$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est}$$

vérifiée).

Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 (U + V) = 2 (0,95 + 0,95) = 3,8 \text{ m.}$$

$$P = \leq 0,045 \times 3,8 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 427,5 \text{ KN} < 108 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On considère qu'aucune armature particulière n'est nécessaire (la charge localisé est éloigné des bords de la dalle)

III.4.5 Vérification à l'E.L.S

- **Moment engendré par le système de levage**

$$q_s = G + Q = 80 + 0 = 80 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$M_{x1} = (0,1 + 0,2 \times 0,077) \times 80 = 9,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,077 + 0,2 \times 0,1) \times 80 = 7,76 \text{ KN.m}$$

- **Moment engendré par le poids propre de la dalle**

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0,82 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,061 \\ \mu_y = 0,737 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,061 \times 4,75 \times (1,60)^2 = 0,742 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,737 \times 0,742 = 0,547 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,23 + 0,742 = 9,972 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,76 + 0,547 = 8,307 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement

Sens x-x

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = 0,3 \times 9,972 = 2,992 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées : } M_t = 0,85 \times 9,972 = 8,476 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = 0,3 \times 8,307 = 2,492 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées : } M_t = 0,85 \times 8,307 = 7,061 \text{ KN.m}$$

III.4.6 Vérification des Contraintes de compression dans le béton (A4.5.2.BAEL91)

On peut vérifier simplement (α) position de l'axe neutre

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \longrightarrow \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Sens x-x

➤ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{3,51}{2,392} = 1,47 \text{ avec } u = 0,01 \longrightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\alpha = 0,0126 < \frac{1,47 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,485$$

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{9,95}{6,776} = 1,46 \text{ avec } u = 0,04 \longrightarrow \alpha = 0,0510$$

$$\alpha = 0,0510 < \frac{1,46 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48$$

Sens v-v

➤ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{2,502}{2,345} = 1,07 \text{ avec } u = 0,010 \longrightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\alpha = 0,0126 < \frac{1,07 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{7,11}{6,644} = 1,07 \text{ avec } u = 0,030 \longrightarrow \alpha = 0,0381$$

$$\alpha = 0,0381 < \frac{1,07 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.4.7 Etat limite d'ouverture des fissurations

La fissuration est non préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

III.4.8 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine sont donnés aux figures suivantes :

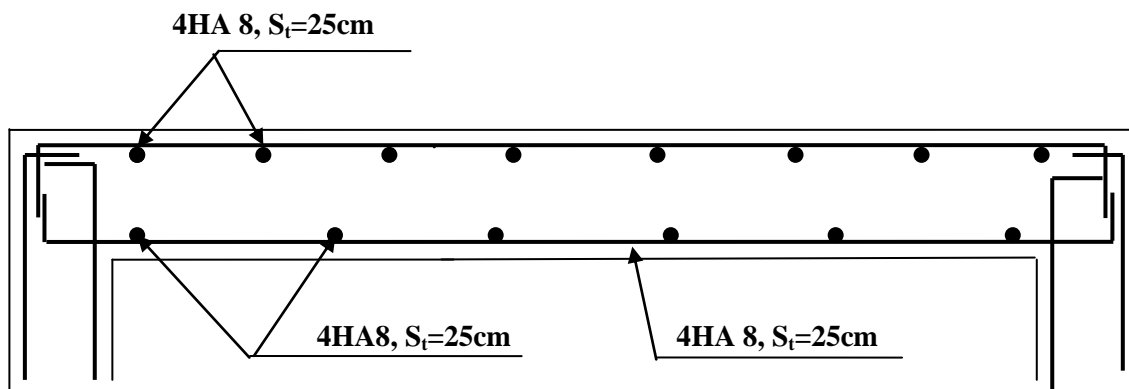


Fig.III.5.3 Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

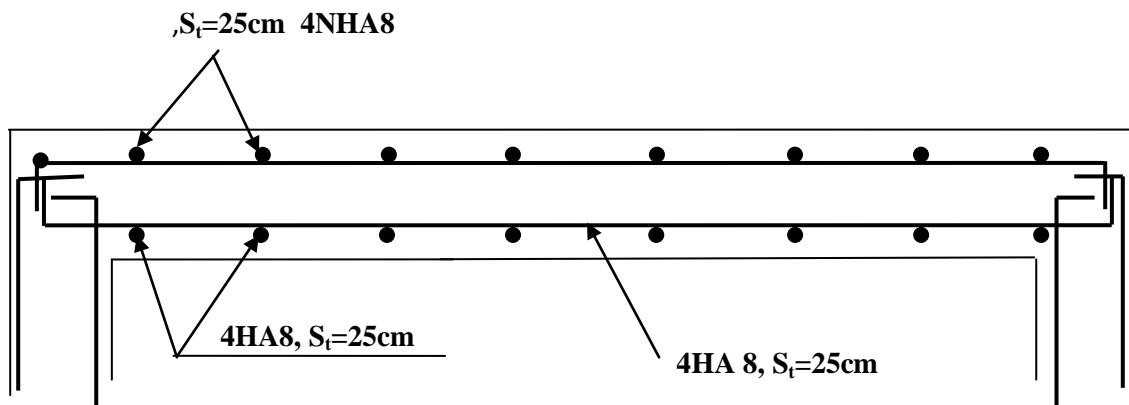


Fig. III.5.4. Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

III.3. Etude des éléments en console

Dans notre projet, nous disposons des éléments en console (balcon, loggia) réalisés en corps creux (16+4) coulés sur place. Alors, notre calcul se basera sur la détermination du ferrailage de la poutre de chaînage semi encastrée à ses extrémités.

III.3.1. Etude de la poutre de chaînage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures. Pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

❖ Prédimensionnement

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

- **La hauteur h_t :**

$$l/15 \leq h_t \leq L/10$$

Avec : L : la portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **La largeur b :**

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

Sachant que $L = 3,20\text{m}$

$$l = L - 25 = 2,95\text{m}$$

$$\frac{l}{15} = \frac{295}{15} = 19,66\text{cm} \text{ et } \frac{l}{10} = \frac{295}{10} = 29,5\text{cm}$$

Ce qui donne $19,6 \leq h_t \leq 29,5$

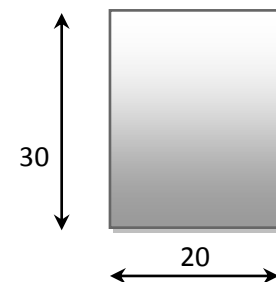
On prend $h_t = 30\text{cm}$

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 h_t = 12\text{cm}$$

$$0,7 h_t = 21\text{cm}$$

on prend $b = 20\text{cm}$.

**III.3.2 Vérification aux exigences du RPA (Art 7.4.1)**

$$\left. \begin{array}{l} b = 20\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h_t = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\}$$

On remarque que toutes les conditions du RPA99 (modifié 2003) sont vérifiées, donc la section adoptée est : $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.3.3. Evaluation des charges et surchargesa) Les charges permanentes

- poids propre de la poutre : $0,2 \times 0,3 \times 25 = 1,5 \text{ kN/ml}$
- poids du mur (double cloison): $(3,06 - 0,3) \times 2,36 = 6,51 \text{ kN/ml}$
- poids du plancher : $(5,2 \times 0,65) / 2 = 1,69 \text{ kN/ml}$

$$G_t = 9,7 \text{ kN/ml}$$

b) La surcharge d'exploitation

$$Q = 3,5 \times (0,65/2) = 1,137 \text{ kN/ml}$$

c) Combinaisons de charges

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 9,7 + 1,5 \times 1,137 = 14,95 \text{ kN/ml}$.
- ELS : $q_s = G + Q = 9,814 + 1,137 = 10,95 \text{ kN/ml}$.

III.3.4. Etude de la poutre à l'ELUC

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

a) Calcul des efforts➤ Calcul des moments

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{14,95 \times 2,95^2}{8} = 16,26 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

- En travée :

$$M_t = 0,85 \times 16,26 = 13,82 \text{ kN.m}$$

- Aux appuis :

$$M_a = -0,30 \times 16,26 = -4,87 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 14,95 \times \frac{2,95}{2} = 22,05 \text{ kN}$$

$$T_y = 22,05 \text{ kN}$$

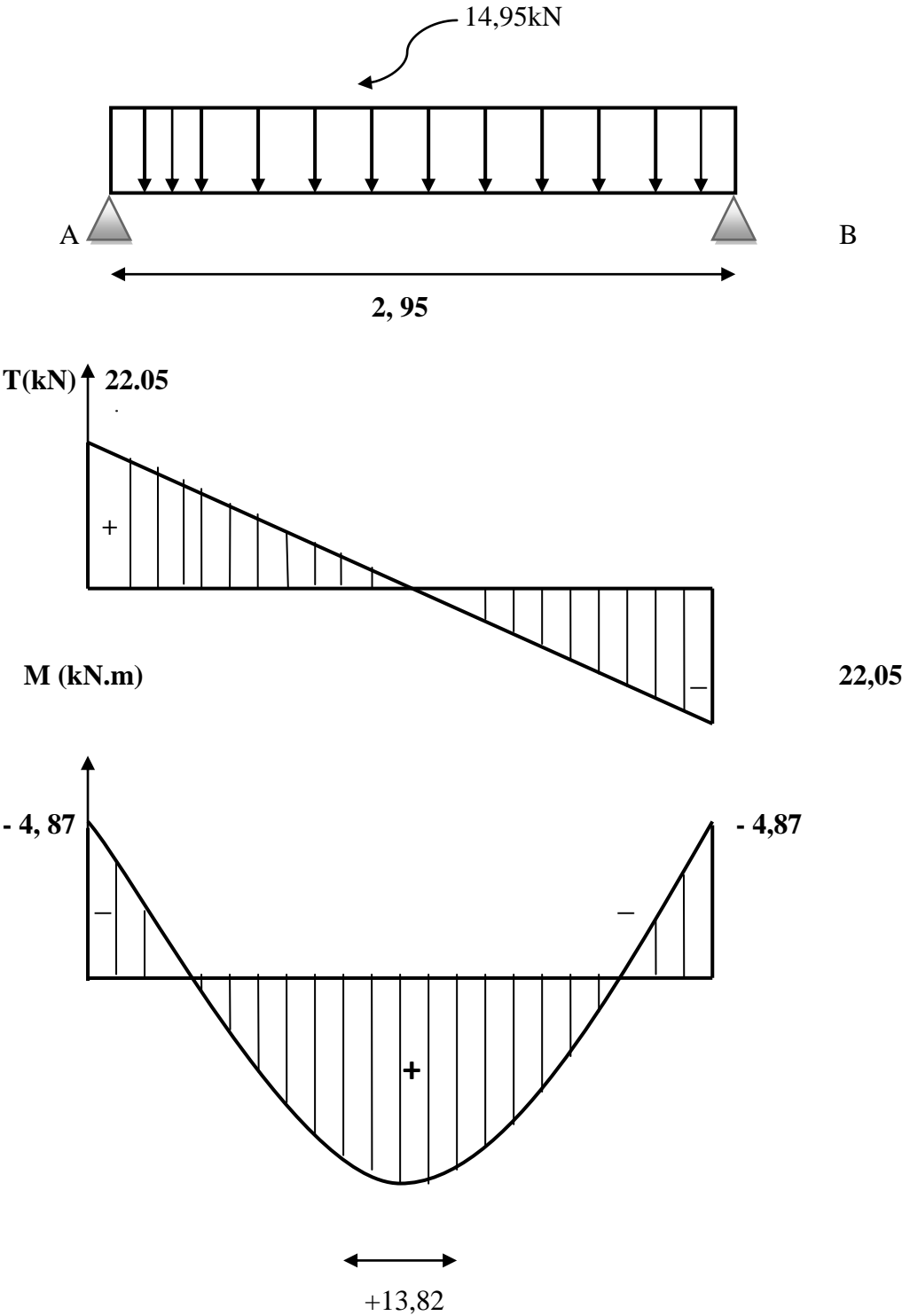


Fig. III.3.1 : Diagramme des efforts internes à L'ELU

b) Ferrailage**• En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{13,82 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,062$$

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

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

$$\mu = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{13,82 \times 10^3}{0,968 \times 28 \times 348} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra 3HA10 = 2,35cm²

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{4,87 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,022$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée

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

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{4,87 \times 10^3}{0,989 \times 28 \times 348} = 0,505 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra 3HA10 = 2,34cm²

III. 3.5. Vérification à l'ELU: (BAEL 91 modifiées 99)**b) Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1, BAEL91)**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,67 \text{ cm}^2 < (A_t = 2,35 \text{ cm}^2, A_a = 2,35 \text{ cm}^2) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1, BAEL91))

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{22,05}{0,20 \times 0,28} = 393,75 \text{ KN / m}^2 = 0,393 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 0,393 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

d) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313)**1) dans le béton : (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) :**

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 22,05 \text{ KN} \leq 0,4 \times 20 \times 0,9 \times 28 \frac{2,5}{1,5} = 336 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Sur les aciers :(BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321)

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(22,05 + \frac{-4,87}{0,9 \times 0,28} \right) = -0,0078 \text{ cm}^2$$

\longrightarrow Condition vérifiée

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures

e) Vérification à l'entrainement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{22,05 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 94,20} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1,5 \times 2,1) = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

f) Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 21)

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 2,34^2 \times 2,1 = 6,89 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi = 35,27 \times 1 = 35,27 \phi \text{ cm}$$

Pour $\phi = 1 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1 = 35,27 \text{ cm}$; On prend : $L_s = 35 \text{ cm}$.

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En travée : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

Aux appuis : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

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

g) Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0,857; \frac{20}{10} = 2 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

Soit :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm}.$$

On prend un **cadre et un étrier** en HA8 ; **4HA8=2,01cm²**

Selon le (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1 .22) L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 28; 40\text{cm}) = \min(25,2; 40) = 25,2\text{cm}$$

Soit : $s_t = 20\text{cm}$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40\text{MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{20 \times 20} = 2,01\text{MPa} > 0,40\text{MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

h) Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2)

- **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30\right) = \min(7,5 ; 12; 30)$$

Soit $S_t = 7\text{cm}$ en zone nodale

- **En zone courante (travée) :**

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

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

i) Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2)

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,9\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III. 3.6 Calcul à l'ELS

$$q_s = G + Q = 9,814 + 1,137 = 10,95\text{KN/ml.}$$

a) Calcul des efforts :

- **Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 10,95 \times \frac{2,95}{2} = 16,15\text{KN}$$

- **Les moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10,95 \times \frac{2,95^2}{8} = 11,91\text{KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 11,91 = -3,57 \text{ KN.m}$$

- En travée:

$$M_t = 0,85 \times 11,91 = 10,12 \text{ KN.m} \qquad 10,95 \text{ KN}$$

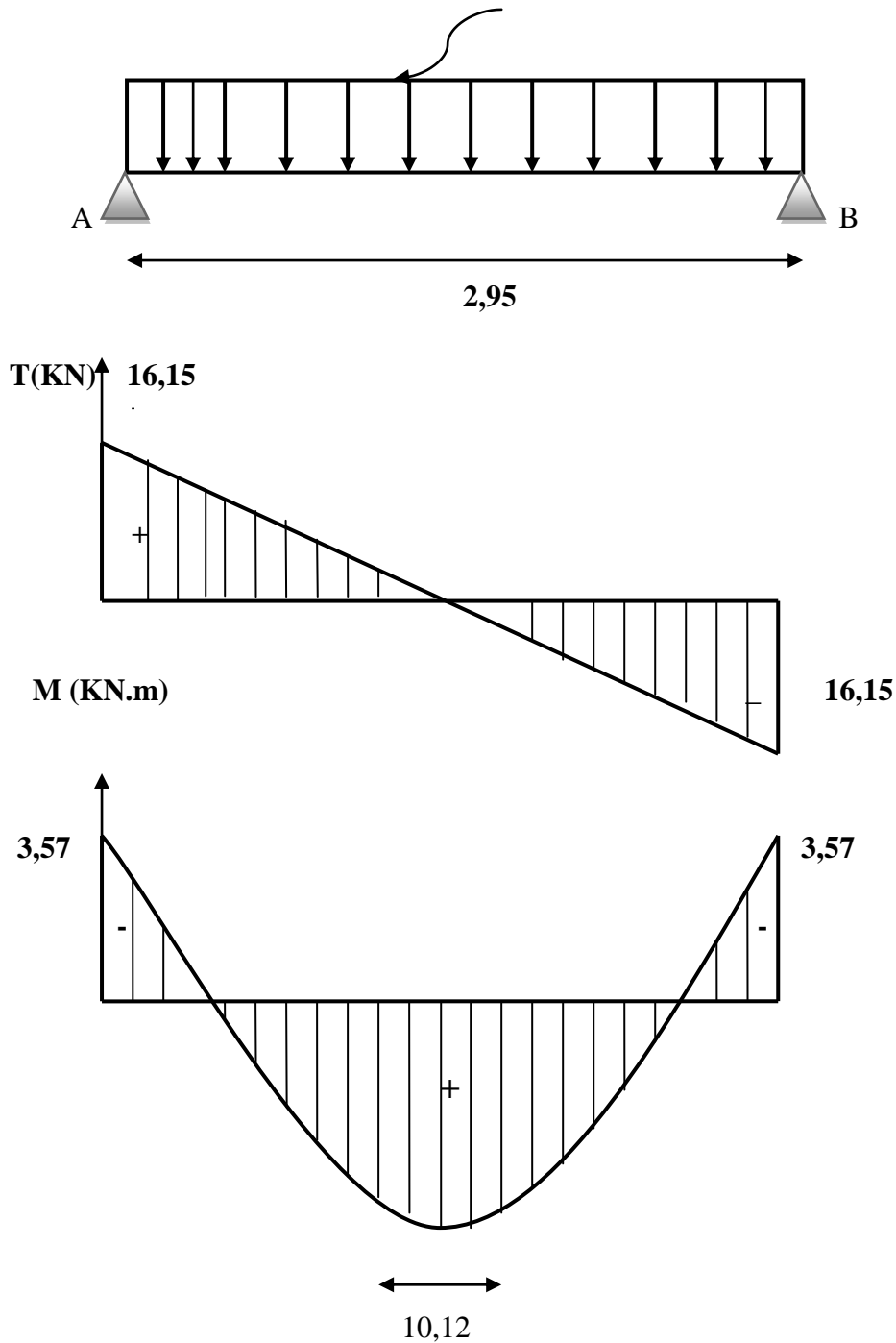


Fig. III.3.2 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

b) vérification de la résistance du béton à la compression : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 .2)

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = -3,57 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{20 \times 28} = 0,41$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,901 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,028$$

$$\sigma_s = \frac{M_{s_a}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3,57 \times 10^6}{0,901 \times 280 \times 235} = 60,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,028 \times 60,22 = 1,68 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$M_s = 10,12 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,885 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,034$$

$$\sigma_s = \frac{M_{s_t}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{10,83 \times 10^6}{0,885 \times 280 \times 339} = 128,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,034 \times 128,92 = 4,38 < 15 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

c) Etat limite d'ouverture des fissurations (BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3)

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 128,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la flèche : (BAEL.99/Art B.6.5. 2)

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{295} = 0,101 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,101 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{10,12}{10 \times 11,91} = 0,084 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{20 \times 28} = 0,0060 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

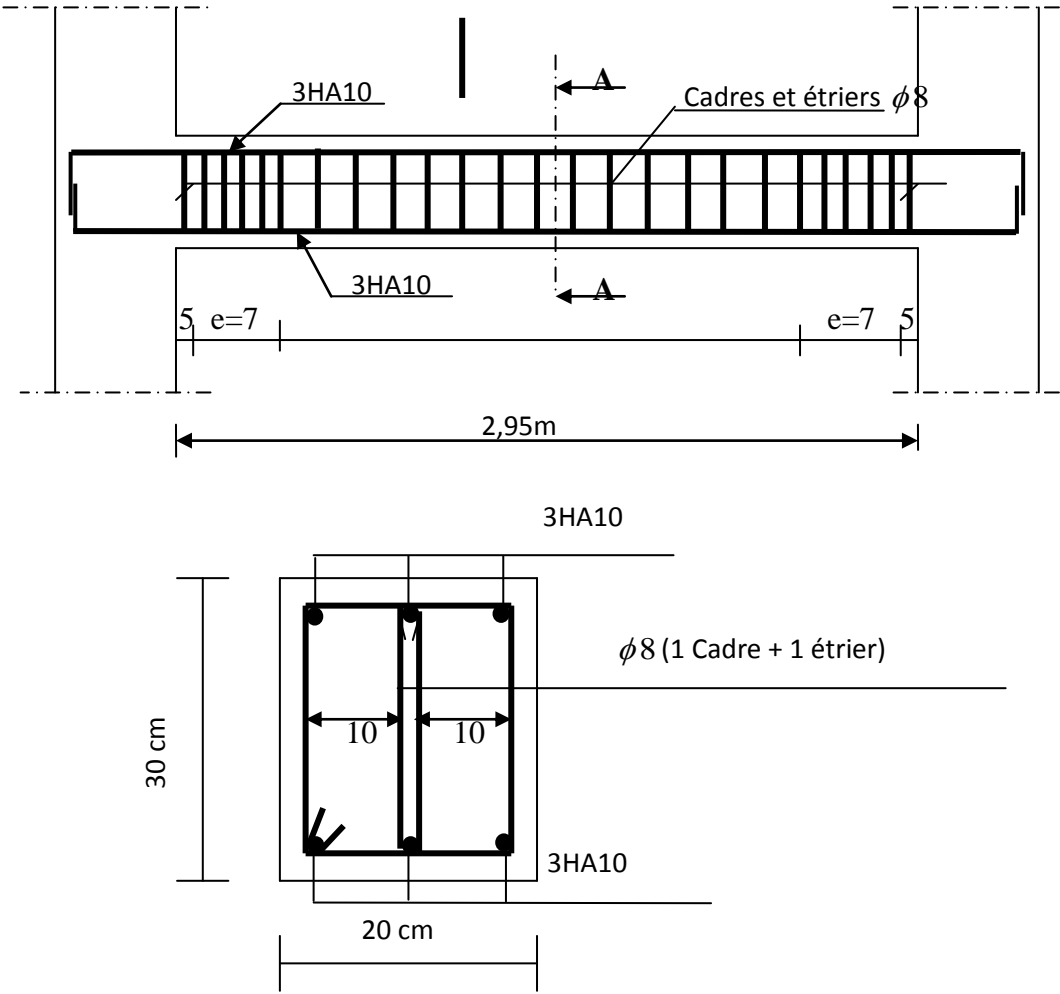


Fig.III.3.3. ferrailage de poutre de chaînage

III.5 Calcul des escaliers :

Introduction :

L'escalier du bâtiment peut être subdivisé en trois types d'escaliers vus les hauteurs d'étages différents. Donc, réellement il ya lieu de les calculer tous. Or pour notre travail nous avons prie le cas le plus défavorable des trois types et on généralise sur les autres parties. Ce choix est justifié par la facilité de la réalisation de l'escalier sur chantier.

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction. Notre bâtiment comporte une seul cage d'escalier de type droite avec deux volées et un palier intermédiaire.

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armée et coulée sur place.

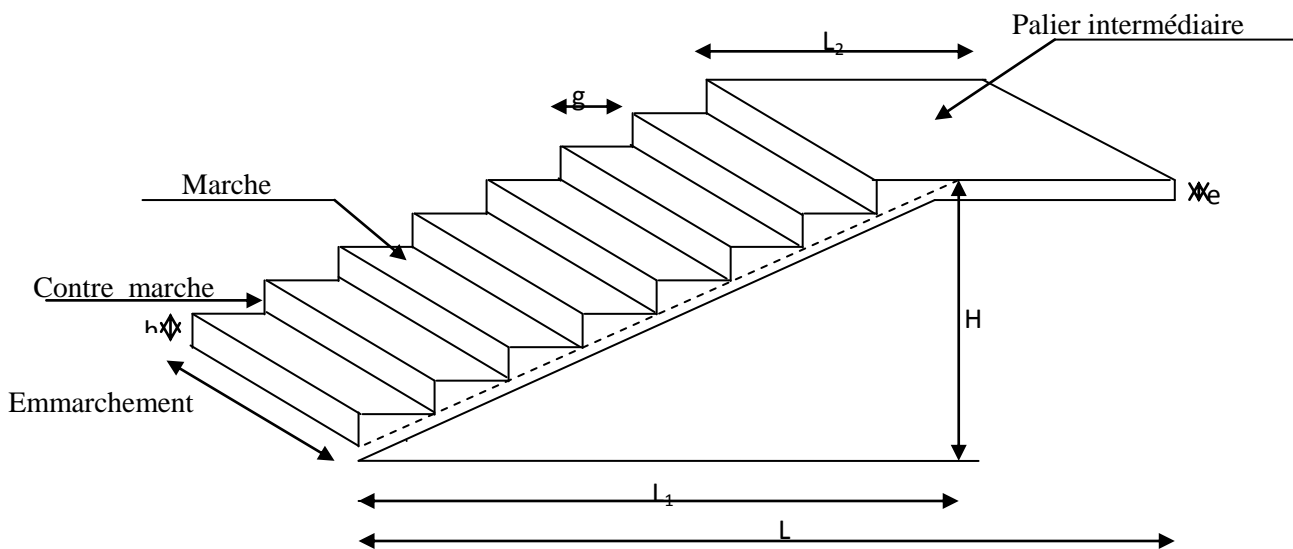


Fig. III.5.1 : Coupe verticale d'un escalier

G : la largeur de contre marche (giron)

h : hauteur de la contre marche

e : l'épaisseur de la paillasse et le palier

H : hauteur de la volée

L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

III.5.1 Etages courants

Pré-dimensionnement :

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

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} 59 \leq g+2h \leq 66\text{cm} \\ 14 \leq h \leq 20\text{cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{H_t}{h}$

Le nombre de giron est pris alors : $m = n - 1$.

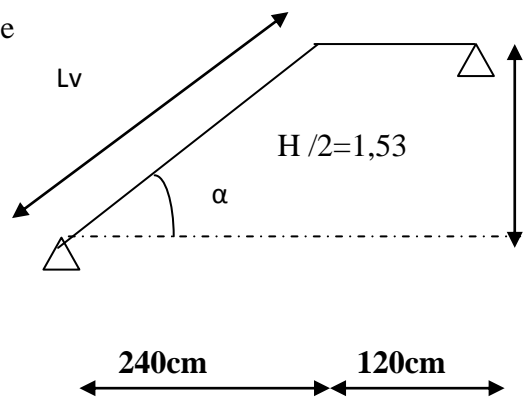
Le schéma statique d'escalier

Ht = 306 cm
Soit : h = 17cmLp

$n = \frac{306}{17} = 18$ \Rightarrow on prend 9contres marche par volée
 $m = 9 - 1 = 8$

Relation de BLANDEL :

$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$
 $25 \leq g \leq 32\text{cm}$
Soit : g=30



▪ **La paillasse:**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle du palier et de la paillasse : $L = L_1$

On: $\cos \alpha = \frac{l}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$

$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$

Donc : $L_1 = \frac{240}{\cos 32,51} = 284,69\text{cm}$

D'où $L = 284,69 + 120 = 404,69\text{cm}$

L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{404,69}{30} \leq e_p \leq \frac{404,69}{20} \Rightarrow 13,48\text{cm} \leq e_p \leq 20,23\text{cm}$

Soit : **ep=15cm**

On prend ep du palier :15cm

III.5.1.1 Détermination des charges et des surcharges

On prend le poids des marches est uniformément répartie sur la paillasse. Le calcul s’effectuera pour une bande de 1m d’embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

➤ **Charges permanentes :**

1. La paillasse :

Elément	Poids (kN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,15}{\cos 32,51} = 4,44$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids des Revêtement (carrelage, sable, mortier, enduit)	0.40+0.44+0.36+0.36=1.56
- Poids propre du garde corps	0,2
	G = 8,32

Tableau III.5.1.1 : Charge totale du palier.

2. Le palier :

Elément	Poids (kN/m ²)
Poids propre de palier	25x0, 15=3,75
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,56
	G =5,31

Tableau III.5.1.2 : Charge totale du palier.

➤ **Surcharge d’exploitation**

La surcharge d’exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : **Q = 2.5 KN/m**

4. Combinaisons de charge et surcharge

ELU : 1,35G+1,5Q

- La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 8,32 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 14,98 \text{ kN/ml}$
- le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 10,91 \text{ kN/ml}$

ELS : G+Q

- La paillasse : $q_{1S} = (8,32 + 2,5) \times 1 = 10,82 \text{ kN/ml}$
- le palier : $q_{2S} = (5,31 + 2,5) \times 1 = 7,81 \text{ kN/m}$

5. Calcul des efforts internes à l'ELU

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

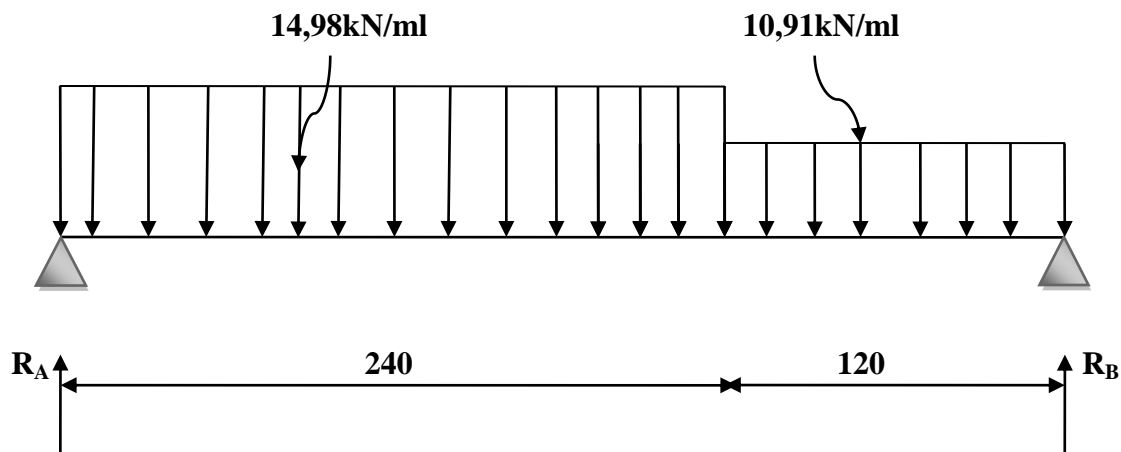


Fig.III.5.1.1 : diagramme des efforts à l'ELU.

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = 14,98 \times 2,4 + 10,91 \times 1,2 = 49,04 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 49,04 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 3,6 - [(10,91 \times 1,2) \times 3] - [(14,98 \times 2,4) \times 1,2] = 0$$

$$R_B = 22,89 \text{ kN} \implies$$

$$\sum M/B = 0 \implies -R_A \times 3,6 + [(14,98 \times 2,4) \times 2,4] + [(10,91 \times 1,2) \times 0,6] = 0$$

$$R_A = 26,15 \text{ kN} \implies$$

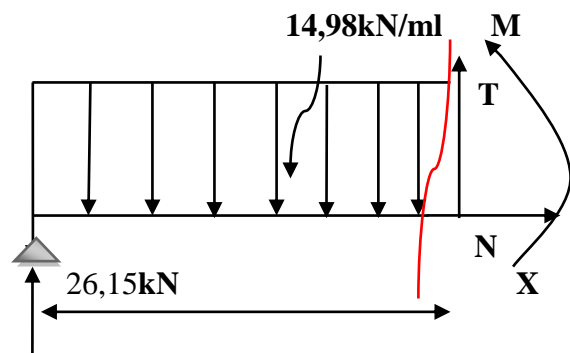
• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ 1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 2,4$

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \implies T = -14,98x + 26,15$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 26,15 \text{ kN} \\ X = 2,4 \text{ m} \implies T(2,4) = -9,80 \text{ kN} \end{cases}$$



Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -7,49x^2 + 26,15x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 2,4 \text{ m} \Rightarrow M(2,4) = 19,61 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &\Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,75 \text{ m} \\ M_{\max} &= M(1,75) = 22,82 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

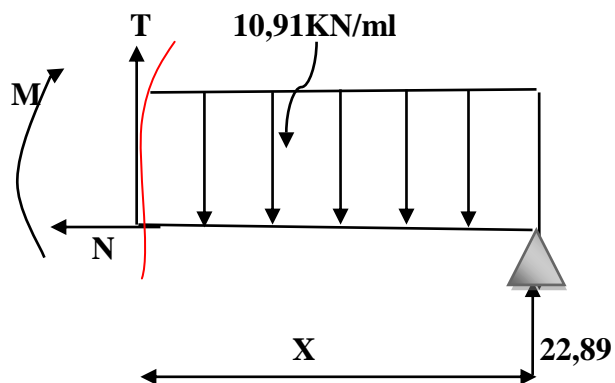
• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

➤ 2^{ème} tronçon $0 \leq X \leq 1,2$

Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 10,91x - 22,89$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = -22,89 \text{ kN} \\ X = 1,2 \text{ m} \Rightarrow T(1,2) = -9,79 \text{ kN} \end{array} \right.$$



➤ **Moments fléchissant :**

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -5,455x^2 + 22,89 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN} \\ X = 1,2 \text{ m} \Rightarrow M(1,2) = 19,61 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2,09 \text{ kN. m}$$

$$M_{\max} = M(2,09) = 24,01 \text{ kN.m}$$

Remarque

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (24,01) = -7,20 \text{ kN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times (24,01) = 20,40 \text{ kN.m}$$

6. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

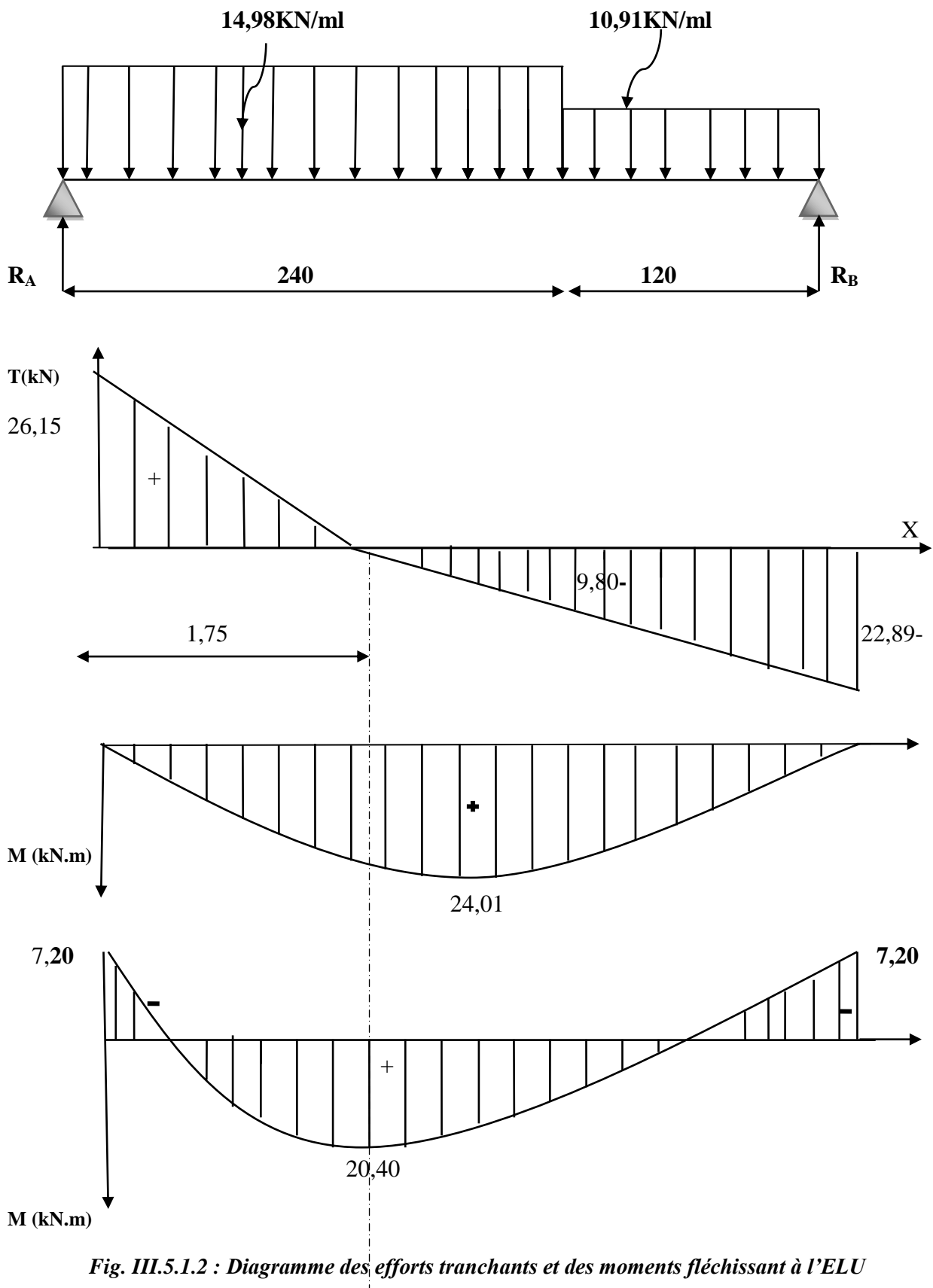
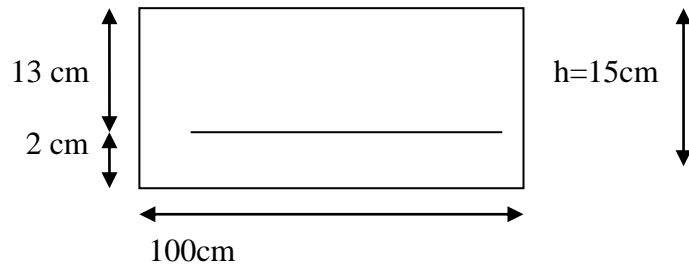


Fig. III.5.1.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.5.1.2 Calcul des armatures à ELU

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

➤ **Aux appuis** : $M_{u,ap} = 7,20 \text{KN.m}$



• **Armatures principales**

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

$$\mu_a = \frac{M_{u,app}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,20 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,030$$

$$\mu_a = 0,030 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.030 \rightarrow \beta = 0,985 .$$

$$A_a = \frac{M_{u,app}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,20 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1,61 \text{cm}^2 .$$

On opte pour **6HA10 = 4.71cm²** avec **S_t = 15cm**.

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{cm}^2 .$$

On opte pour : **4HA10=3.14cm²** avec **S_t = 25cm**.

En travée : $M_{u,tra} = 20,40 \text{KN.m}$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,40 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,085$$

$$\mu = 0,085 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,085 \rightarrow \beta = 0,955$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20,40 \times 10^3}{0,955 \times 13 \times 348} = 4,72 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **6HA12=6,77 cm²** avec **S_t = 15cm**

- **Armatures de répartition .**

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{6,77}{4} = 1,69 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **4HA10= 3,14 cm²** avec **S_t = 25cm.**

III.5.1.3 Les Vérifications à l'ELU

a) Réparation des barres :

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \quad \text{avec} \quad h=15\text{cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \leq 33\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Armatures de réparation :**

$$S_t \leq \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \text{avec:} \quad h = 25\text{cm.}$$

$$S_t = 25 \leq 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

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

En travées :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 6,77 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 4,71 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

c) **Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{26,15 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0,201 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$0,201 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) **Influence de l'effort tranchant aux appuis**

▪ ***Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)***

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 11,7 \text{ cm}$

$$T_u = 26,15 \leq 0.4 \times 100 \times 11,7 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 780$$

$$T_u = 26,15 \text{ kN} < 780 \text{ kN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ ***Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)***

On doit vérifier que : $A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$

$$4,71 \geq (26,15 + \frac{7,20}{0,9 \times 13}) \frac{1.5}{400} = 0,100 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,71 \text{ cm}^2 \geq 0,10 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) **Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres** (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i \text{ : somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{26,15 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 226,08} = 0,988 \text{MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0,988 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

f) Ancrage des barres aux appuis

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec :} \quad \bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,84 \text{MPa}$$

$$\Psi_s = 1,5 \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{cm}.$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale **0.4 l_s** pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{cm.} \quad \text{soit} \quad L_a = 20 \text{cm}$$

III.5.1.4 Calcul des efforts interne à l'ELS :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM.

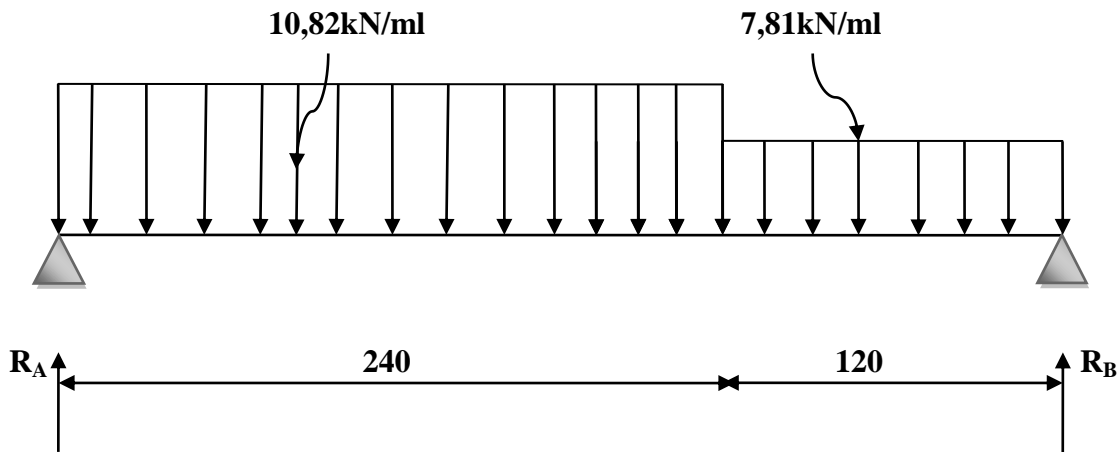


Fig.III.5.1.1 : diagramme des efforts à l'ELS.

Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = 10,82 \times 2,4 + 7,81 \times 1,2 = 35,34 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 35,34 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 3,6 - [(7,81 \times 1,2) \times 3] - [(10,82 \times 2,4) \times 1,2] = 0$$

$$R_B = 16,46 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \implies -R_A \times 3,6 + [(10,82 \times 2,4) \times 2,4] + [(7,81 \times 1,2) \times 0,6] = 0$$

$$R_A = 18,87 \text{ kN}$$

Calcul des efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant) :

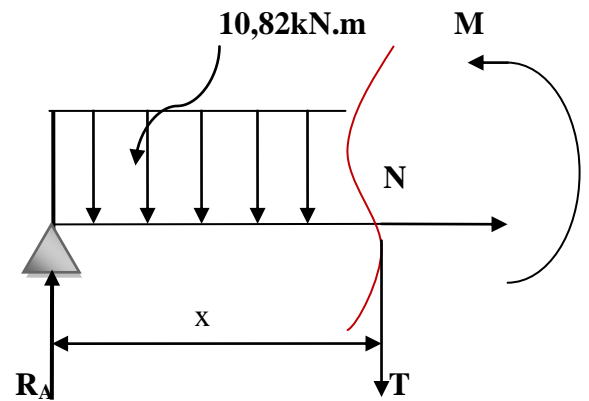
➤ Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

Effort tranchant T :

$$\sum F/y = 0 \implies T + 10,82x + R_A = 0$$

$$T = -10,82x + 18,87$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} & \implies T(0) = 18,87\text{kN} \\ X=2,40\text{m} & \implies T(2,4) = -7,09\text{kN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$\sum F/i = 0 \implies M = \frac{10,82}{2}x^2 - R_Ax$$

$$M = -5,41x^2 + 18,87x$$

$$\begin{cases} x=0\text{m} & \implies M(0) = 0\text{kN.m} \\ x=2,40\text{m} & \implies M(2,40) = 14,12\text{kN.m} \end{cases}$$

$$M_{u_{\max}} : a T = 0 \implies T = -10,82x + 18,87 \implies X = 1,75\text{m}$$

$$\text{On a : } M = -5,41x^2 + 18,87x \implies M(1,75) = 16,45\text{kN.m}$$

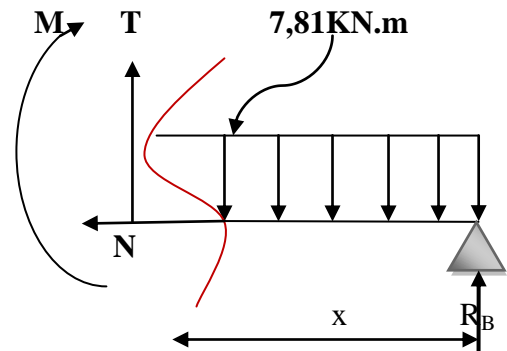
➤ **Tronçon 2: $0 \leq x \leq 1,20\text{m}$**

Effort tranchant T :

$$\sum F / y = 0 \implies T - 7,81x + R_B = 0$$

$$T = 7,81x - 16,46$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} & \implies & T(0) = -16,46\text{kN} \\ X=1,2\text{m} & \implies & T(1,2) = -7,09\text{kN} \end{cases}$$



➤ **Moment fléchissant :**

$$\sum F / i = 0 \implies M = \frac{7,81}{2}x^2 - R_B x$$

$$M = -3,9x^2 + 16,46x$$

$$\begin{cases} x=0\text{m} & \implies & M(0) = 0\text{kN.m} \\ x=1,20\text{m} & \implies & M(1,20) = 13,88\text{kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Calcul de } M_{u_{\max}} : \text{à } T = 0 \implies T = 7,81x - 16,46 \implies X = 2,10\text{m}$$

$$x = 2,10\text{m} \implies M(2,10) = 17,36\text{kN.m}$$

Remarque

A fin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u_{\max}}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis:

$$M_{u_{ap}} = (-0,3) M_{u_{\max}} = (-0,3) (17,36) = -5,20\text{kN.m}$$

En travée :

$$M_{u_{tra}} = (0,85) M_{u_{\max}} = 0,85 (17,36) = 14,75\text{kN.m}$$

6. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :

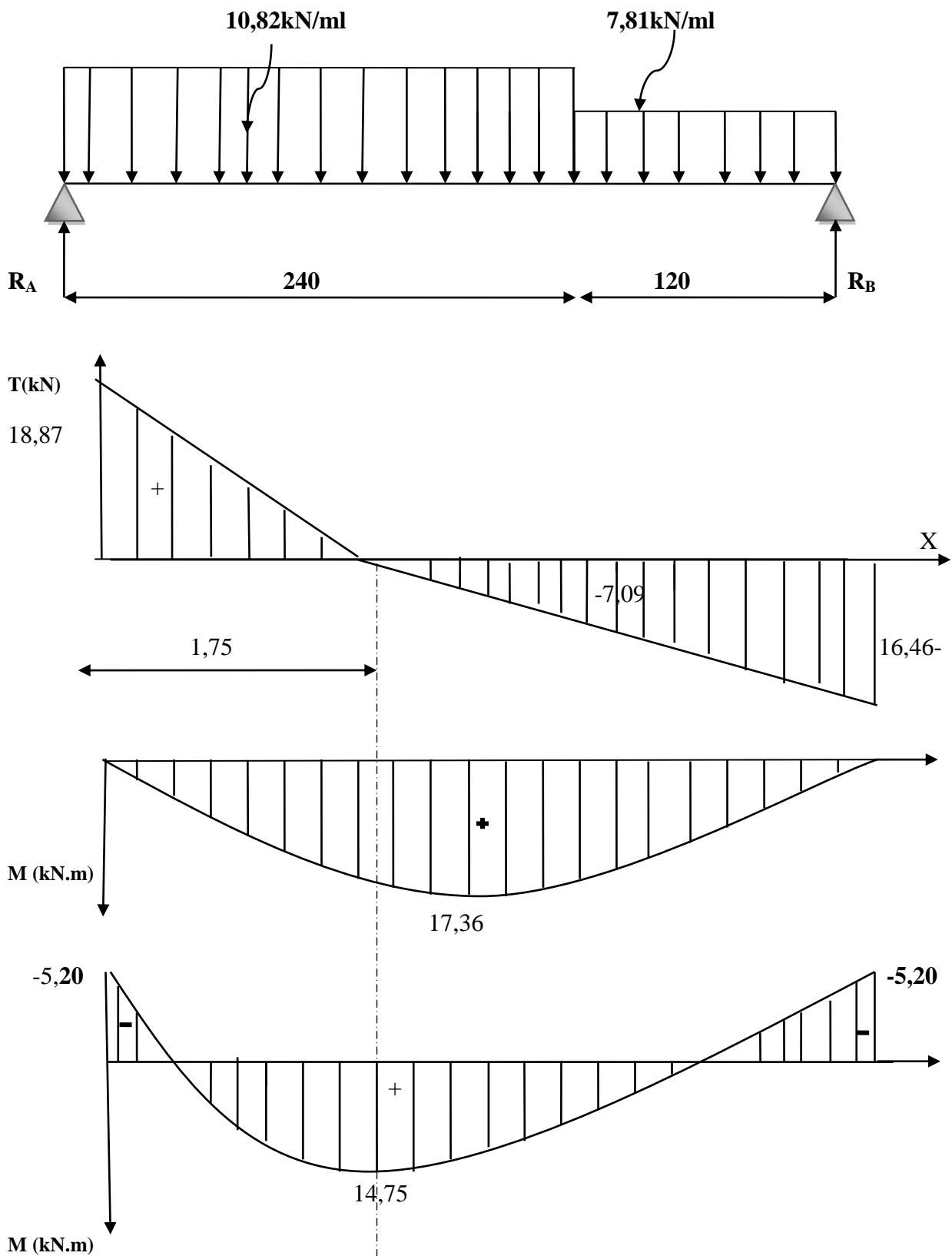


Fig. III.5.1.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.5.1.5 Vérifications à ELS :**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 x d x A_{st}}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 6,77}{100 x 13} = 0,52$$

$$\rho_1 = 0,52 \Rightarrow \beta_1 = 0,891 \Rightarrow k_1 = 31,08$$

$$\sigma_{st} = \frac{14,75 x 10^3}{0,891 x 13 x 6,77} = 188,09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{188,09}{31,08} = 6,05 \text{ Mpa}$$

$$6,05 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 4,71}{100 x 13} = 0,362$$

$$\rho_1 = 0,362 \Rightarrow \beta_1 = 0,906 \Rightarrow k_1 = 38,48$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,20 x 10^3}{0,906 x 13 x 4,71} = 93,73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{93,73}{38,48} = 2,44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,44 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

Vérification

$h = 15\text{cm}$; $L = 360\text{cm}$; $A_{\text{utr}} = 6,77 \text{ cm}^2$

$M_{\text{str}} = 14,75\text{kN m}$; $M_0 = 17,36 \text{ kN m}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$\frac{h}{L} = \frac{15}{360} = 0,041 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \implies$ Condition non vérifiée

$\frac{h}{L} = 0,041 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14,75}{10 \times 17,36} = 0,085 \implies$ Condition vérifiée

$\frac{A}{b.d} = \frac{6,77}{100 \times 15} = 0,0045 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \implies$ Condition vérifiée

Calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72\text{cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\text{max}} l^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec : I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100x \frac{15^2}{2} + 15x6,77x13}{100x15 + 15x6,77} = 7,84\text{cm}$$

$Y_1 = 15 - 7,84 = 7,16 \text{ cm} \implies Y_1 = 7,26 \text{ cm}$

$$I = \frac{100}{3} \times (7,16^3 + 7,84^3) + 15 \times 6,77 \times (7,84 - 2)^2 = 31761,82 \text{ cm}^4$$

$I = 31761,82 \text{ cm}^4$

$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$ $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{14,75 \times (3,6)^4 \times 10^6}{10818,86 \times 31761,82} = 0,093 \text{ cm}$$

$f = 0,093 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,72 \text{ cm}$  **La flèche est vérifiée.**

L'escalier sera ferrillé comme suite :

Aux appuis : -Armature principale : $A_p = 6\text{HA}10$ $e=15\text{cm}$

-Armature secondaire : $A_r = 4\text{HA}10$ $e=25\text{cm}$

En travées : -Armature principale : $A_p = 6\text{HA}12$ $e=15\text{cm}$

-Armature secondaire : $A_r = 4\text{HA}10$ $e=25\text{cm}$

III.6. Calcul de la poutre palière

Introduction :

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est de 2.60m.

III.6.1. Pré dimensionnement

a) Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec :

L_{max} : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{max} = 2,60m \Rightarrow \frac{245}{15} \leq h_t \leq \frac{245}{10}$$

Donc : $16,33cm \leq h_t \leq 24,5cm$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 30\text{ cm}$

b) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 12cm \leq b \leq 21cm$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 20cm$

$$b \geq 20cm \dots \dots \dots 20 \geq 20 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

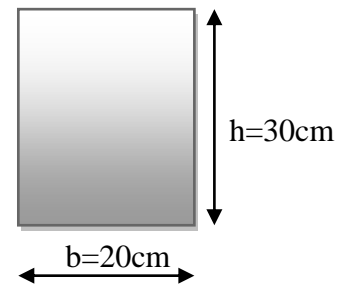
c) Vérification d'exigences de RPA (Art 7.5.1.RPA 99) :

$$h_t \geq 30cm \dots \dots \dots 30 \geq 30cm \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \frac{30}{20} \leq 1,5cm \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$$



III.6.2. Détermination des charges de la poutre :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ kN/ml}$

Poids propre du mur : $G = 2,36 \times 1,355 = 3,19 \quad \Rightarrow \quad G_t = 4,69 \text{ kN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre : ELU $R_u = 26,15 \text{ kN}$

ELS $R_s = 18,87 \text{ kN}$

➤ **Combinaison de charges :**

$$I'ELU : q_u = 1.35 G + R_u = 1.35 \times (4,69 + 1,5) + 26,15 = 34,50$$

$$q_u = 34,50 \text{ kN/ml}$$

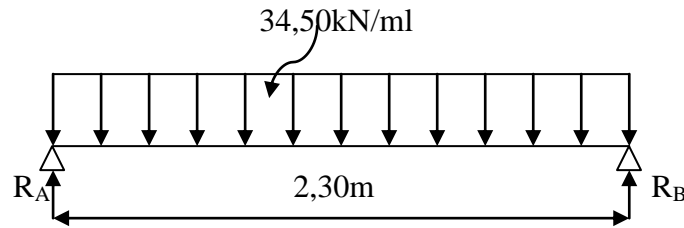


Fig.III.6.1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

III.6.3 Calcul des efforts à l'ELU

a) **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{34,50 \times 2,30}{2} = 39,67 \text{ kN}$$

b) **Moment isostatique**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{34,50 \times 2,30^2}{8} = 22,81 \text{ kN.m}$$

c) **Effort tranchant**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{34,50 \times 2,30}{2} = 39,67 \text{ kN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 22,81 = -6,84 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 22,81 = 19,38 \text{ kN.m}$,

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

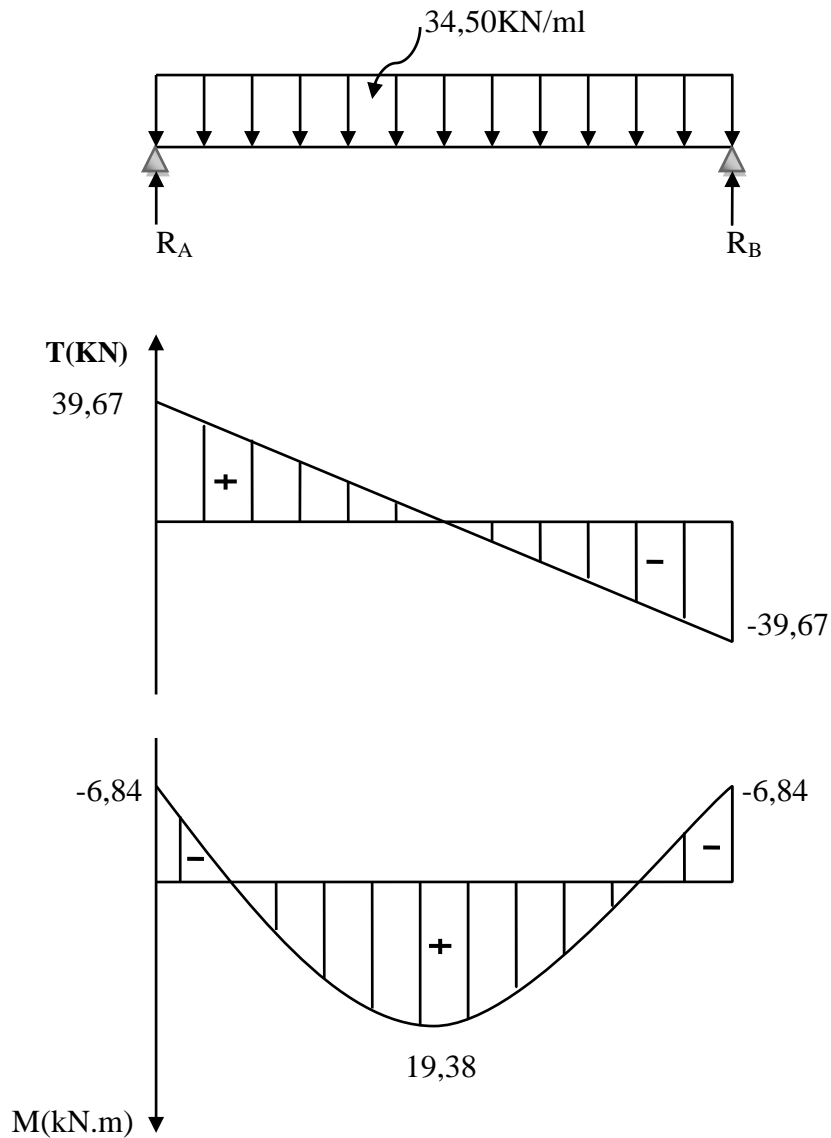


Fig.III.6.2: Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissants

III.6.4. Calcul des armatures

➤ **Armature principale :**

- En travée

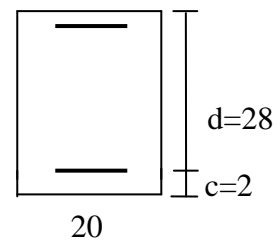
$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19,38 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,087$$

$$\mu_b = 0,091 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,955$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19,38 \times 10^3}{0,955 \times 28 \times 348} = 2,08 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3,38 cm²**



• Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,84 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,030$$

$$\mu_b = 0,030 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,84 \times 10^3}{0,985 \times 28 \times 348} = 0,712 \text{cm}^2$$

On opte pour 3 HA12 = 3,38cm².

III.6.4. Vérifications à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3,39 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{cm}^2 \\ A_t = 3,39 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle: (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{39,67 \times 1000}{200 \times 280} = 0,71 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28} ; 5 \text{MPa}\} = 3,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,71 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{39,67 \times 10}{0,9 \times 28 \times 3 \times 3,14 \times 1,2} = 1,39 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,39 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d) Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)

$$\tau_s = 0.6 \psi^2_s \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesuré hors crochets : $L_C = 0.4 L_s$

$$L_C = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$$

En prend $L_c = 20$

e) L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis• Sur le béton :

On doit vérifier que :

$$T_U^{\max} < \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} = 0.9 \times d \times b$$

$$T_U^{\max} < \frac{0.4 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 0.9 \times 0.28 \times 0.20 = 336 \text{ KN}$$

$$T_U^{\max} = 39.67 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• Sur l'acier :

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_U^{\max} - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(39.67 \times 10^3 - \frac{6.84 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right) = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.36 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \varphi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.4 ; 0.857 ; 0.2 \} = 0.2 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre : $\varphi = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte **4HA8 = 2.01 cm²** → (1 cadre + 1 étrier) $\varphi 8$

➤ Espacement des armatures

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = \min \{25,2 ; 40\text{cm}\} = 25,2\text{cm} \text{ Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4\text{MPa}; \quad \frac{2,01 \times 400}{20 \times 25} = 1,6\text{MPa} \geq 0,4\text{MPa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier

• **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1,4 \right\} = 7,5\text{cm}$$

Soit $S_t = 7\text{cm}$

• **En travées :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5cm au plus du nœud de l'appuis ou de l'encastrement

III.6.5 Calcul à L'ELS

• **Combinaison de charges :**

l'ELS : $q_s = G + R_s = 4,69 + 1,5 + 18,87 = 25,06$

$$q_s = 25,06 \text{ KN/ml}$$

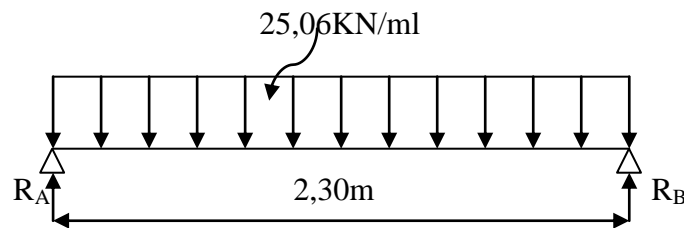


Fig. III.7.3 : Schéma statique de la poutre palière à l' ELS.

a) **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{25,06 \times 2,30}{2} = 28,81\text{kN}$$

b) **Moment isostatique**

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{25,06 \times (2,30)^2}{8} = 16,57\text{kN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{25,06 \times 2,30}{2} = 28,81 \text{ kN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 16,57 = -4,96 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 16,57 = 14,08 \text{ kN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont représentés dans le diagramme suivant :

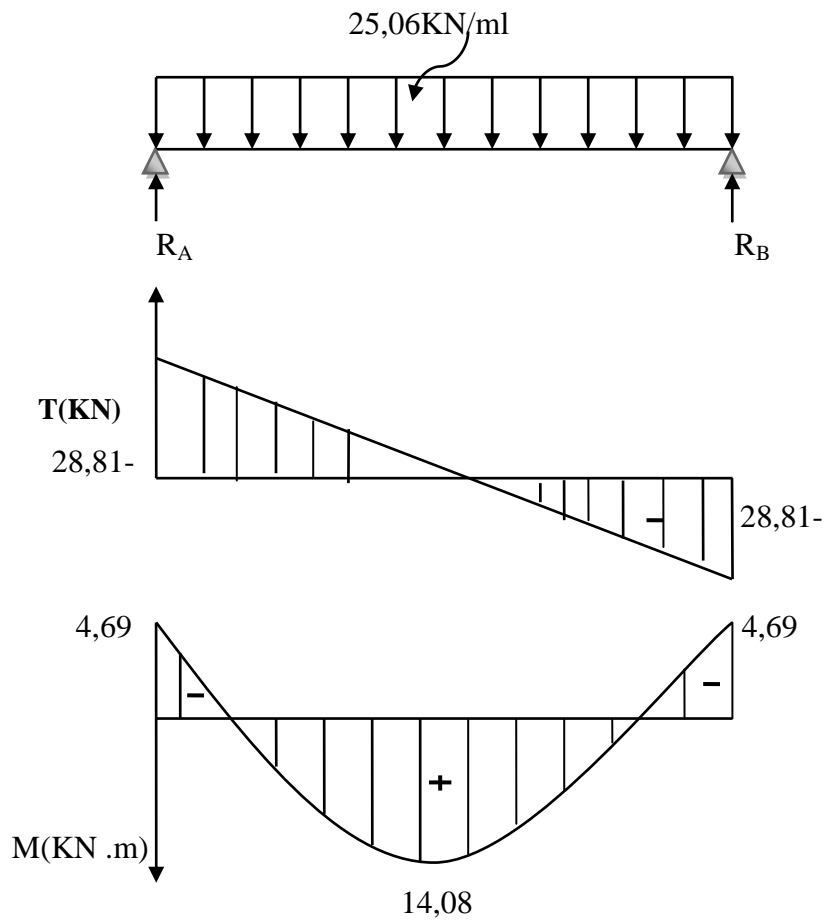


Fig. III.6.4 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III.6.6 Vérifications à l'ELS**a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)**

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : $A_{st} = 3,38 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3,38}{20 \times 28} = 0,603 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,885 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 28,67$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{14,08 \times 10^3}{0,885 \times 28 \times 3,38} = 168,10 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{168,10}{28,67} = 5,86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 3,38 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,38}{20 \times 28} = 0,603 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,885 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 28,67$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{4,69 \times 10^3}{0,885 \times 28 \times 3,38} = 56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{56}{28,67} = 1,95 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.7. Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{230} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,12 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{14,08}{10 \times 16,57} = 0,085 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3,38}{20 \times 28} = 0,006 \leq \frac{4,2}{f_c} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

✚ Plan de ferrailage de la poutre palière :

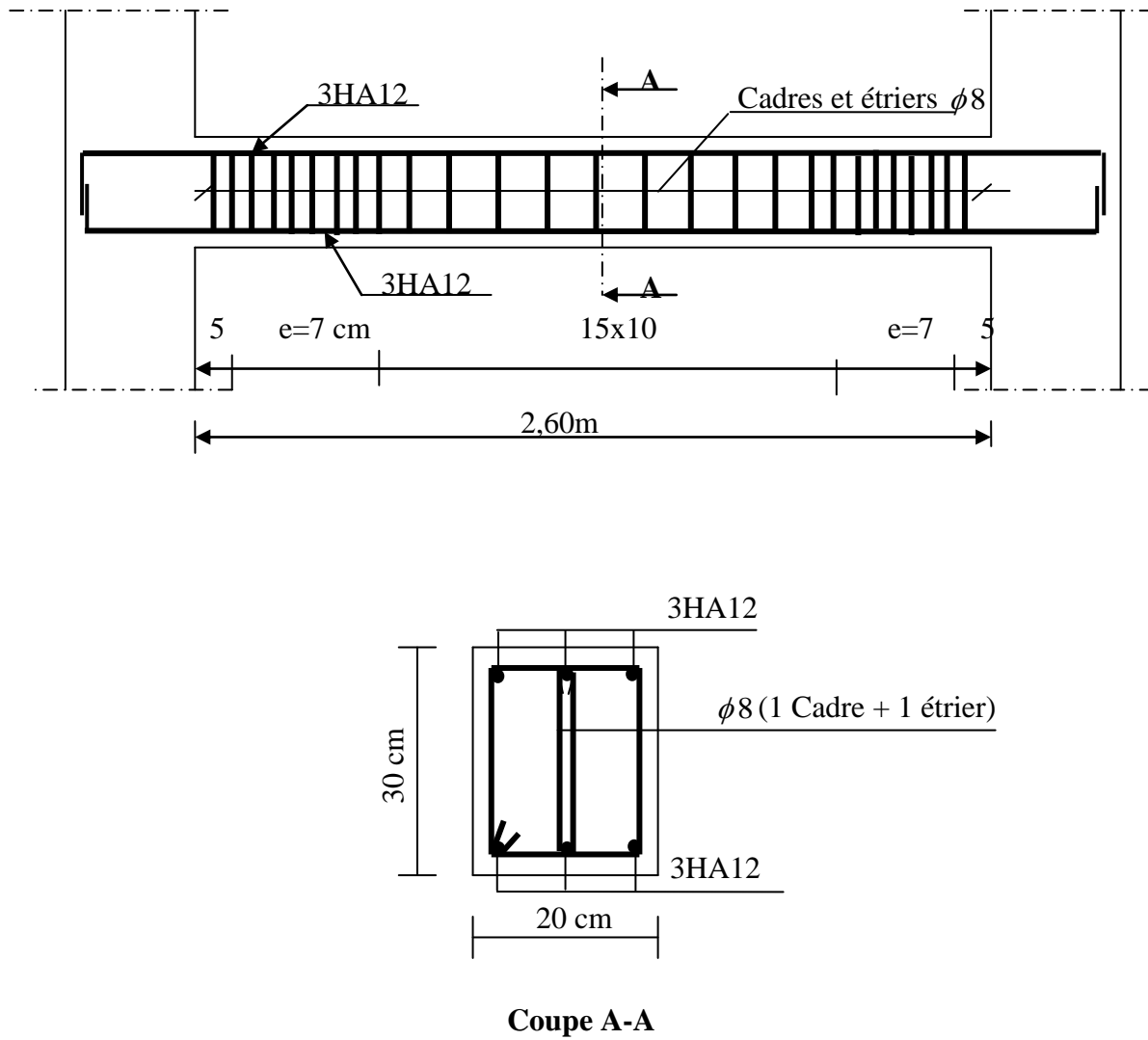


Fig.III.6.5 Ferrailage de la poutre palière

Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la Mobilisent en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de Calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit

On dispose de nombreux logiciels permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS VERSION 9.0.6**.

IV.1 Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems)

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi:

- La modélisation de tous types de structure.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

IV.2 Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
6. Définition de la charge sismique E.
7. Chargement des éléments.
8. Introduction des combinaisons d'actions.
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

1. Introduction de la géométrie de l'ouvrage

a) **Choix des unités** : c'est la première étape qui vient juste après de lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **kN.m**

b) **Géométrie de base**: on clique sur :

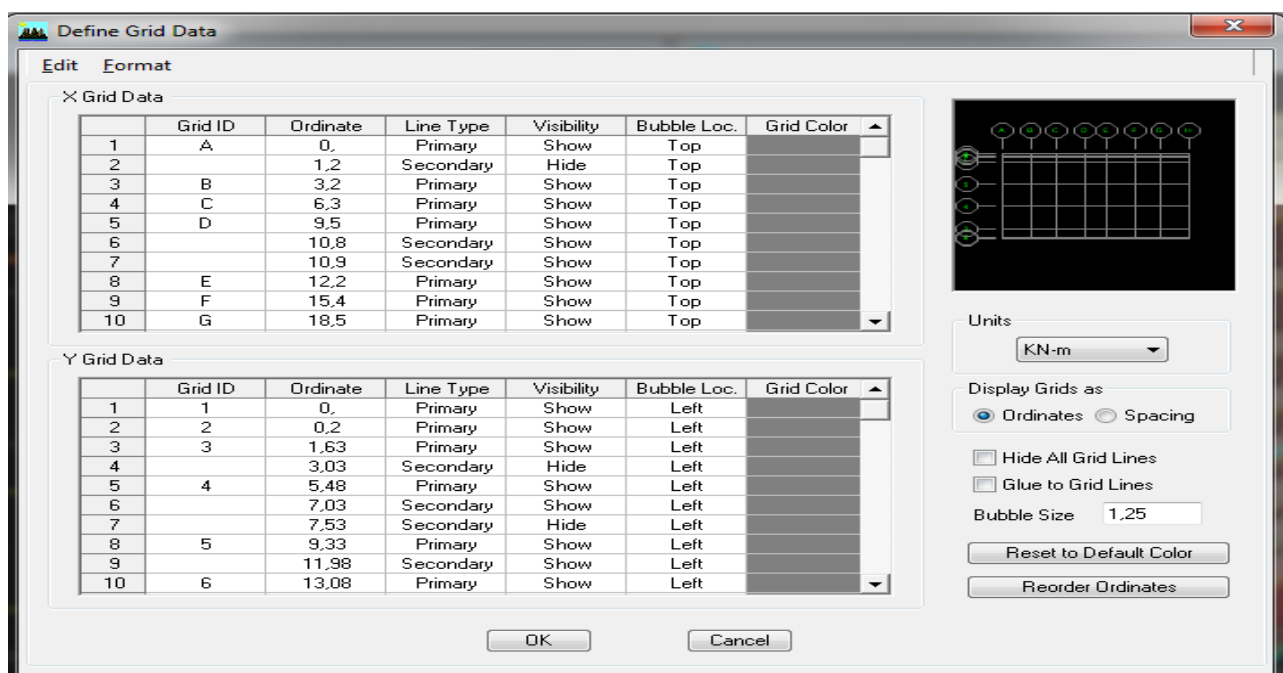
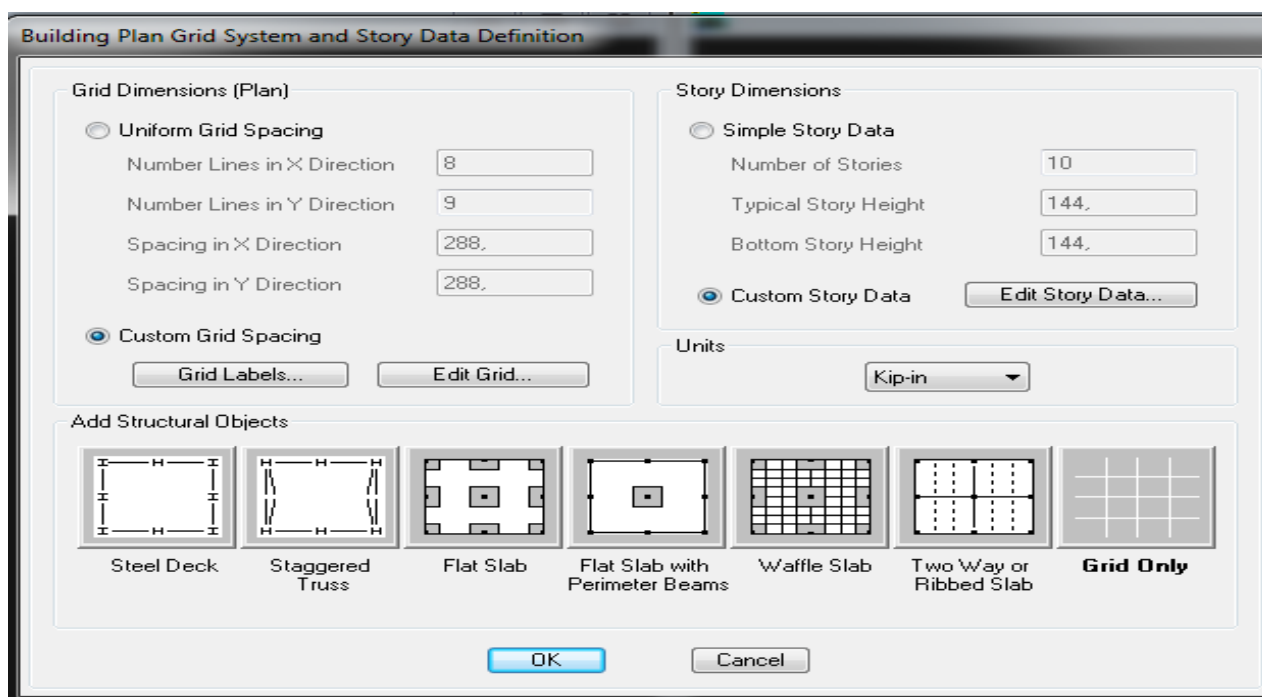
File⇒*new model*⇒*No*⇒*Custom grid spacing*⇒*COSTOM STORY DATA*

Cette opération permet d'introduire :

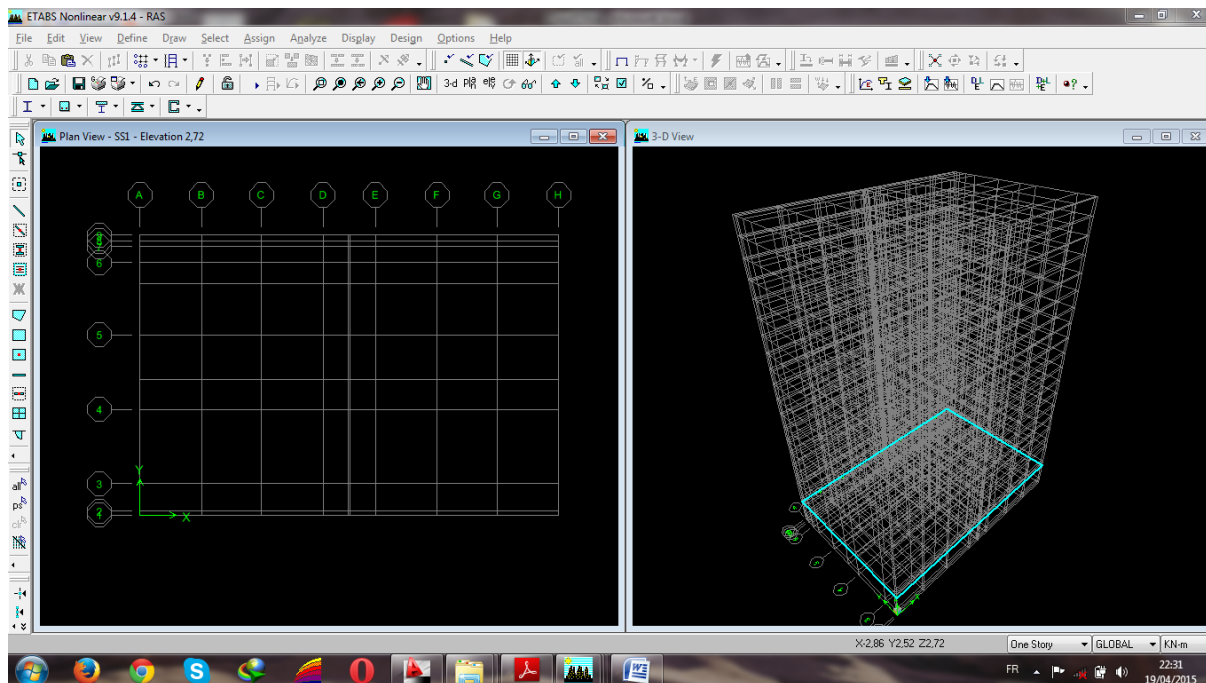
- ✓ Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- ✓ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- ✓ Les hauteurs de différents étages.
- ✓ Les longueurs de travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.



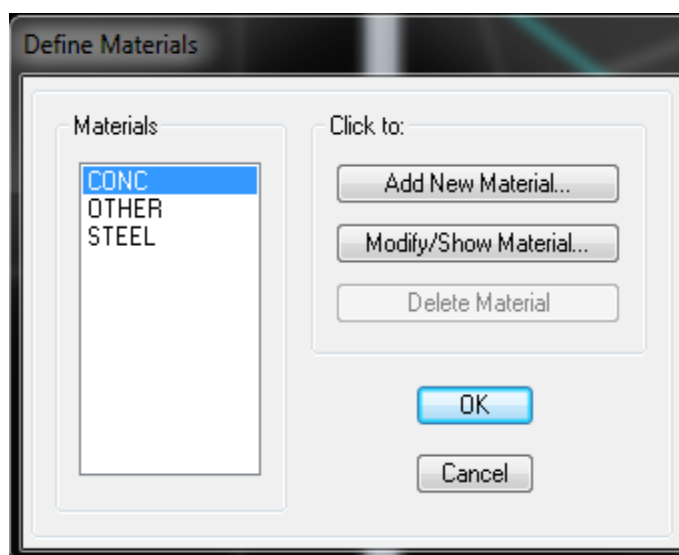
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



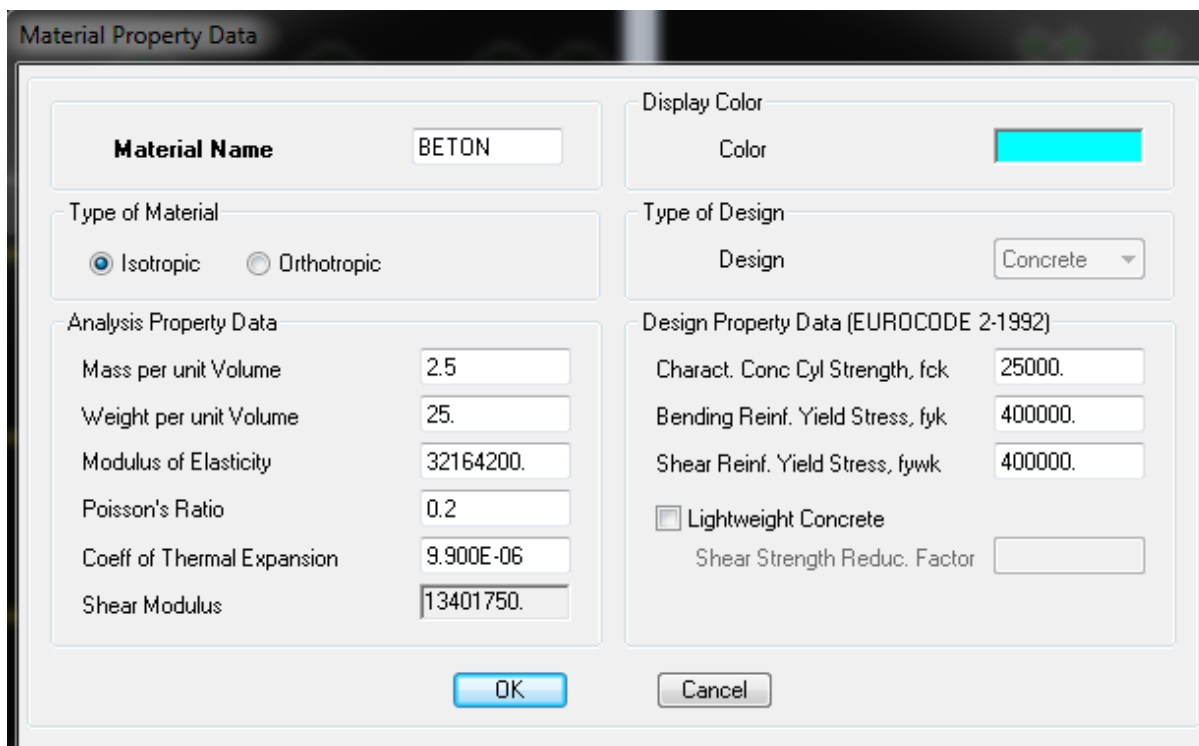
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

Define⇒ **Material Properties**⇒**Conc.** ⇒**Modify/Show Material**



Dans la boîte dialogique qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.



Material Property Data

Material Name : BETON

Display Color :

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Type of Design
 Design : Concrete

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	2.5
Weight per unit Volume	25.
Modulus of Elasticity	32164200.
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	13401750.

Design Property Data (EUROCODE 2-1992)

Charact. Conc Cyl Strength, fck	25000.
Bending Reinf. Yield Stress, fyk	400000.
Shear Reinf. Yield Stress, fywk	400000.

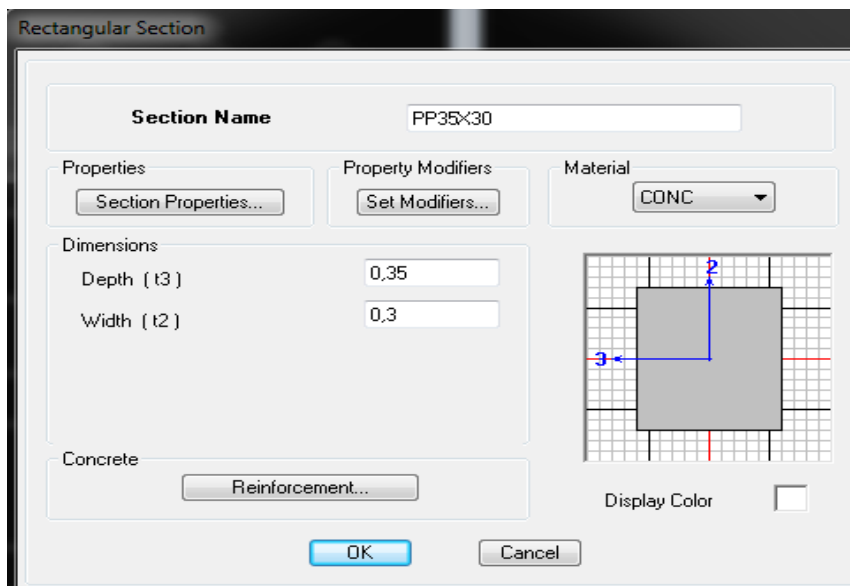
Lightweight Concrete
 Shear Strength Reduc. Factor :

OK Cancel

3. Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define⇒Frame Sections⇒ADN Rectangular



Rectangular Section

Section Name : PP35X30

Properties : **Property Modifiers** : **Material** : CONC

Dimensions

Depth (t3)	0,35
Width (t2)	0,3

Concrete : **Display Color** :

OK Cancel

On procède de la même manière pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define ⇒ **Area Sections** ⇒ **Add New Section**

Puis on définit leurs propriétés

◆ Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après :

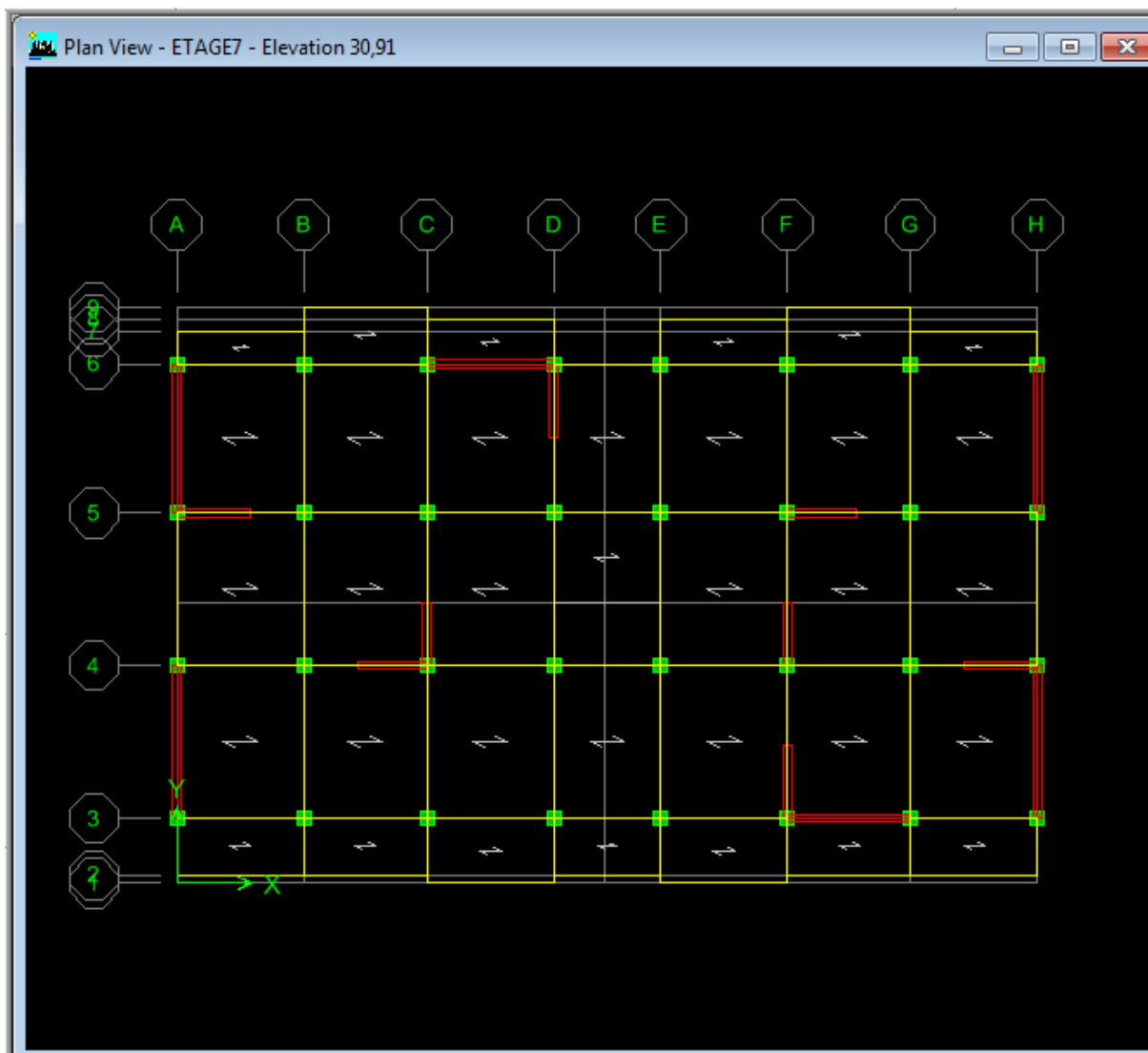
◆ Pour les poteaux :


On clique sur le bouton

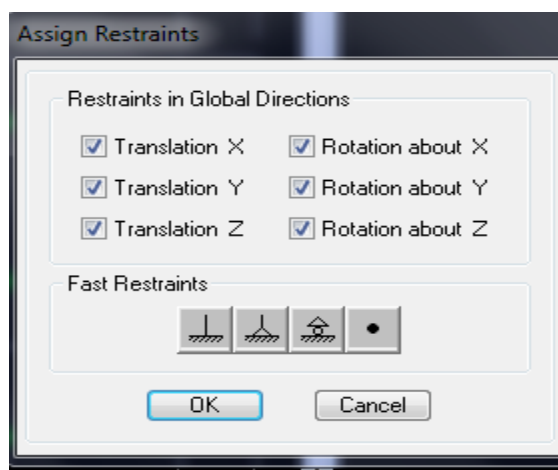
Une fenêtre s'affiche (*properties of Object*) ⇒ *None* on choisit le nom de la section (pot 30 30 par exemple) on valide.

◆ Pour la poutre et les voiles :

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton pour les poutres et sur Pour les voiles ; on obtient la structure suivantes :



Après avoir dessiner la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

- ◆ **Masse source** $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (formule 4-5 RPA 99).

W_i : poids total de la structure.

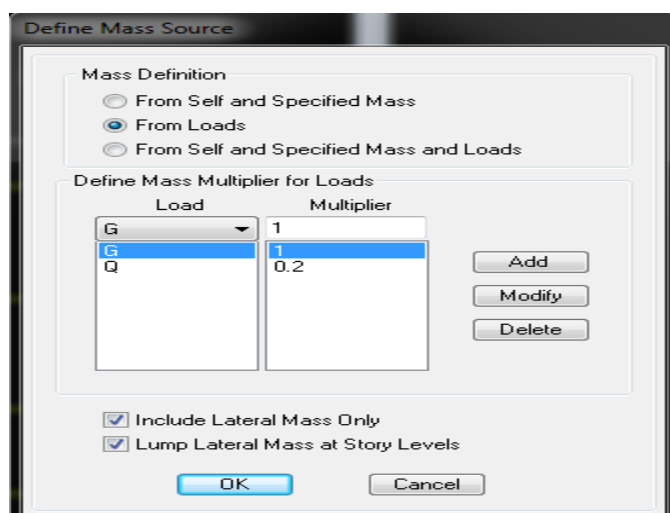
W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau du 4.5 RPA99 modifier 2003 (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation)).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

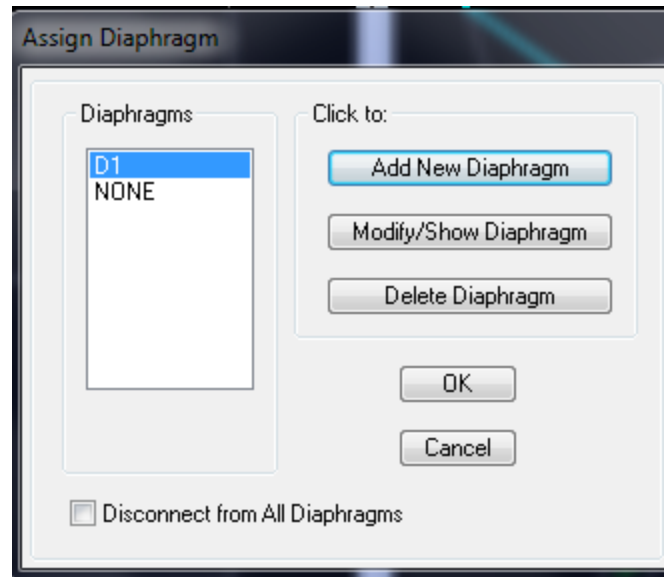
Define⇒Masse Source⇒From Loads.



- ◆ **Diaphragme** : les masses des planchers sont supposées concertées en leurs centres de masse. Elles qui sont désignées par la notation de <<Nœuds Maitre>>.

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le premier étage : **Assign⇒Joint/Point⇒Diaphragmas⇒D1⇒ OK.**



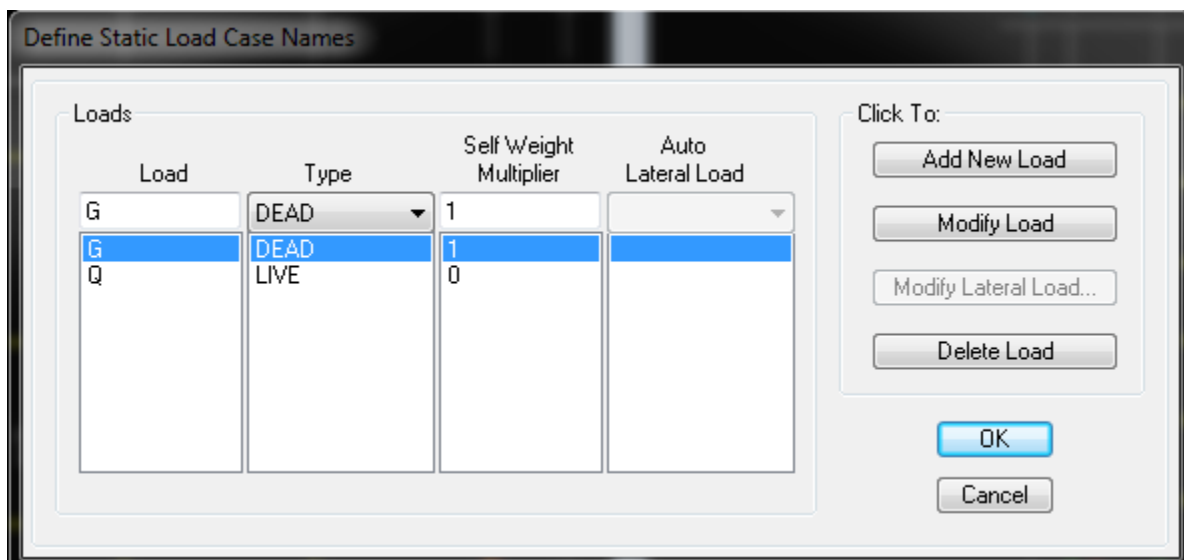
Le deuxième étage Assign⇒Joint/Point⇒Diaphragms⇒Add

New Diaphragm⇒D2⇒OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.

4. Définition des charges statiques (G, Q)

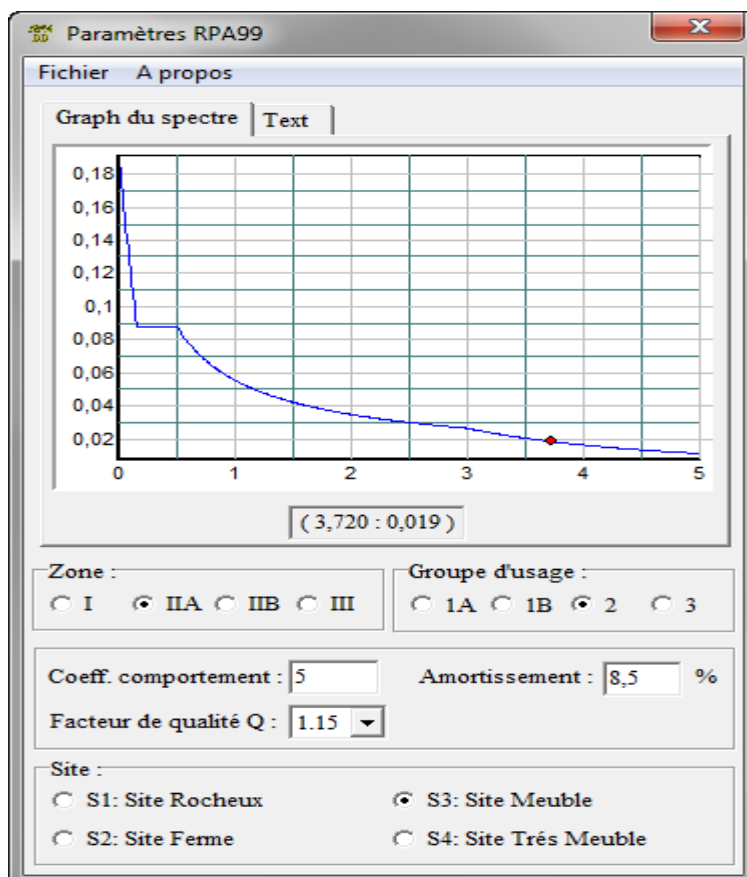
La structure est soumise à des charge permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) pour les définir on clique sur : Define⇒Static⇒Load Cases.



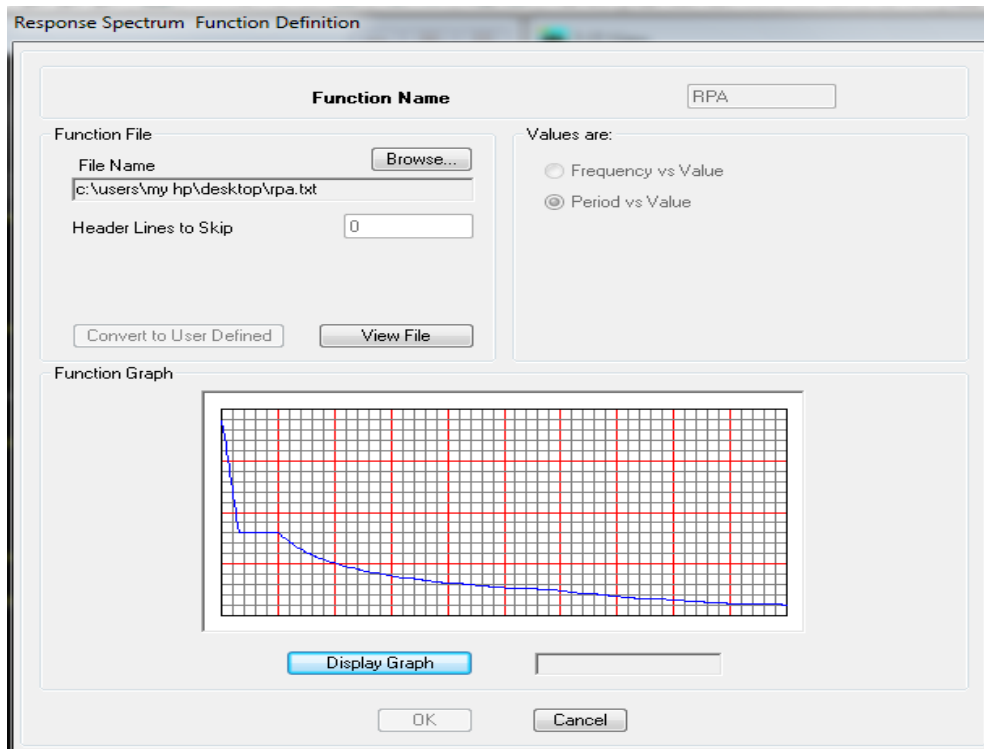
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon la RPA/99 version 2003

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

On trouve la RPA après avoir introduit les données calculées dans le chapitre V dans leurs cases respectives, on clique sur **Text**.

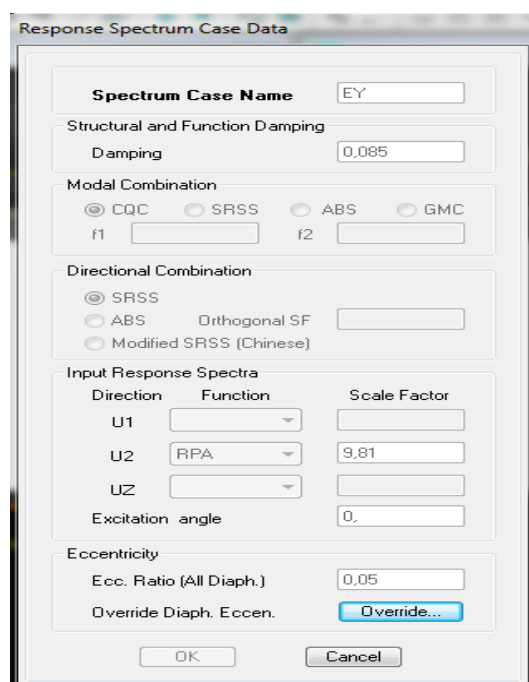
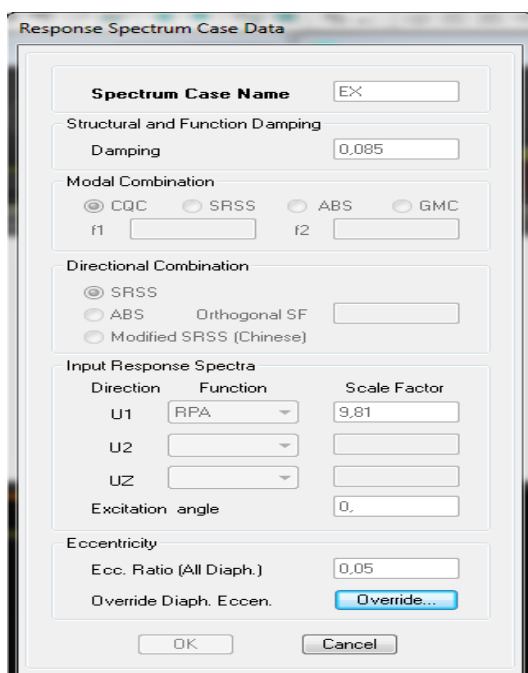


Pour injecter le spectre dans le logiciel ETAS on clique sur : **define** ⇒ **response spectrum**
⇒ **unction spectre from file**.



6. Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define**⇒**Response Spectrum Cases**⇒**Add New Spectrum**.



7. Chargement des éléments

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **assign**⇒**areas load**⇒**suniform**.

8. Introduction des combinaisons d'actions

❖ Combinaisons aux états limites

ELU 1.35 G+1.5 Q.

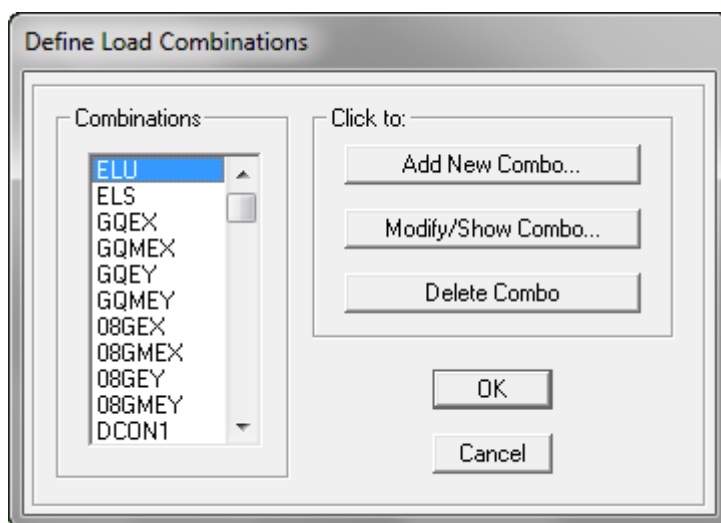
ELS G+Q.

❖ Combinaisons accidentelle du RPA

GQE : G+Q±E.

08 GE : 0.8G±E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define**⇒**Loads Combinaisons**⇒**Add New Combo**.



9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

❖ Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : **Analyze**⇒**Run Analysis**

❖ Visualisation des résultats

Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagramme**

Déplacement : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré on appuis sur **Show Tables** puis on coche **Displacement**.

Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base

Show Tables⇒**Base Reactions**⇒**Select Cases/Comb**⇒**E**.

Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. Efforts normal réduit.
2. La période fondamentale de la structure.
3. L'excentricité.
4. Le pourcentage de participation de la masse modale.
5. Justification du système de contreventement.
6. L'effort tranchant à la base.
7. Les déplacements relatifs.
8. La flèche.
9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

V.1 dispositions constructives❖ **Données introduire dans le logiciel**

- Zone sismique : **IIa**
- Groupe d'usage : **2**
- Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de contreventement donné par le tableau 4.3 RPA99/V 2003 on prend R=5
- Remplissage : **Dense** (cloisons en maçonnerie).
- Site: meuble **S₃**.
- Facteur de qualité **Q** donné par RPA99/V 2003 par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Avec P_q c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q.

V. 1.1 Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à Considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

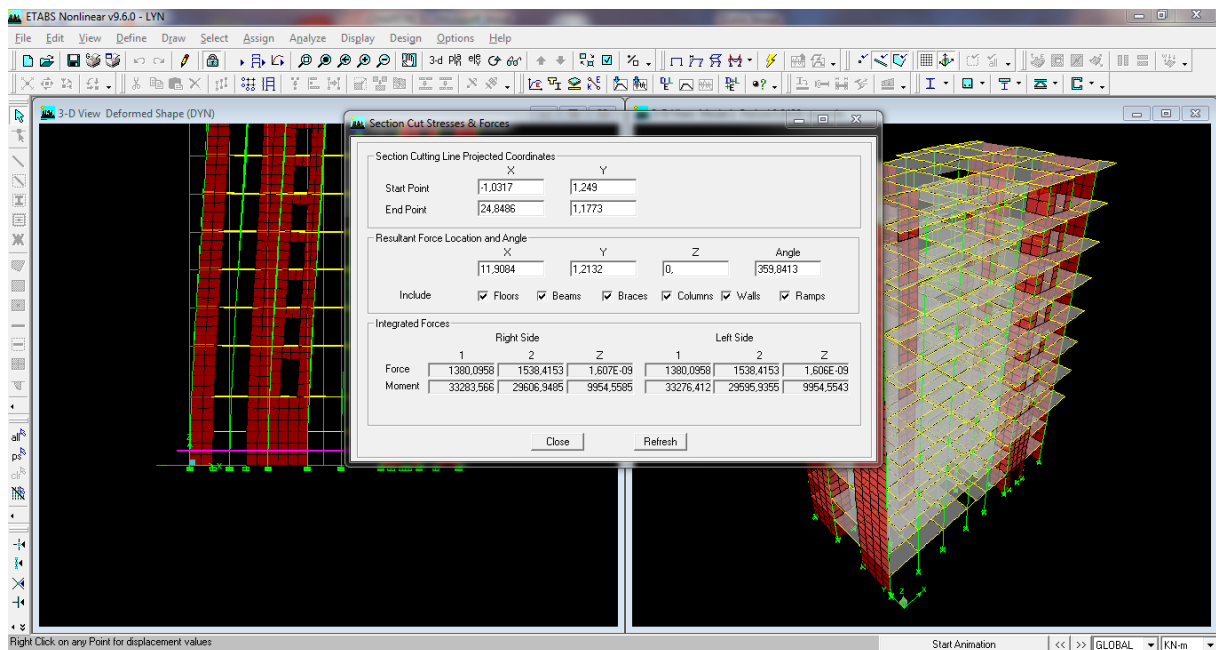
- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display → **show Deformed shape** → **Load: dyn spectra**

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

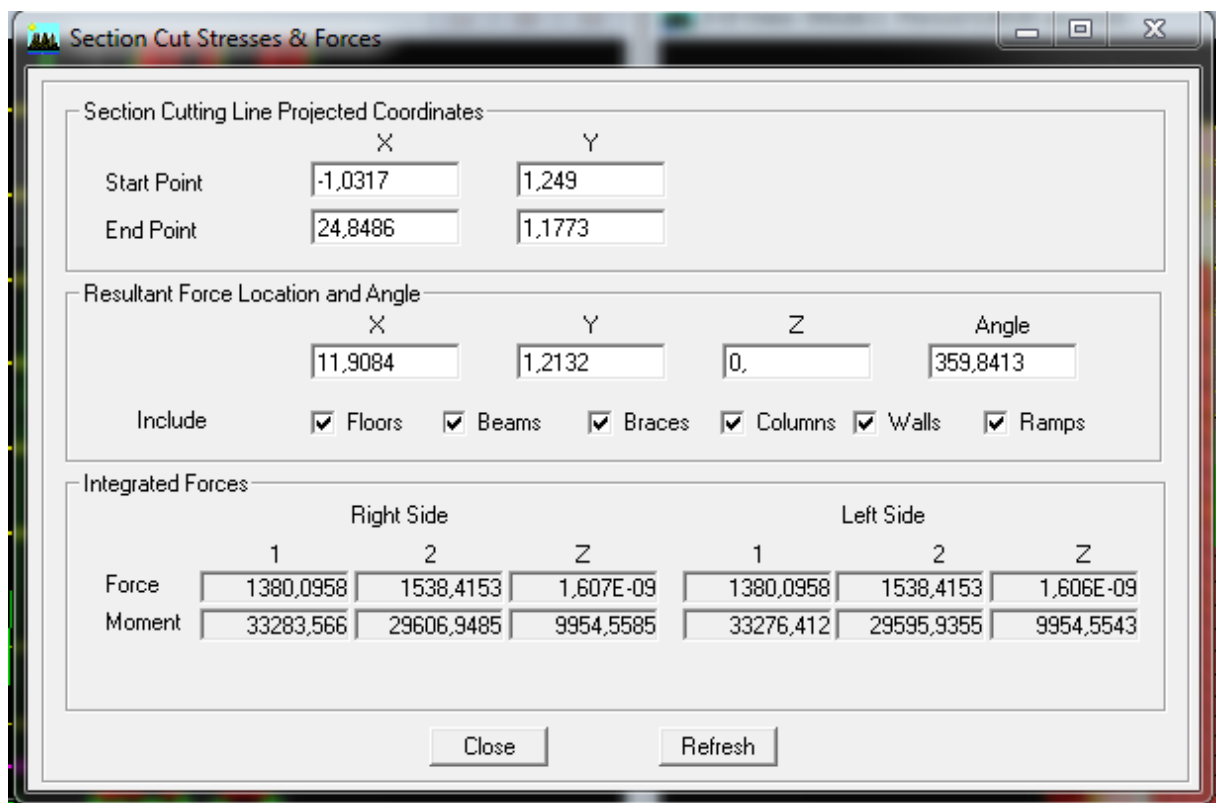
Draw → **Draw Section Cut**

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche la case **columns** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles. De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU"

puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

	Sensx-x					Sensy-y				
	portiqu+voil	portiqu	voile	portiqu(%)	voile(%)	portiqu+voil	portique	voile	portiqu(%)	voile(%)
SS2	1377,89	260,6	1121,37	18,91	81,38	1540,38	150,51	1390,91	9,77	90,29
ss1	1307,55	284,45	1029,06	21,75	78,70	1521,11	222,91	1304,37	14,65	85,75
RDC	1259,14	290,92	973,95	23,10	77,35	1474,41	166,06	1311,3	11,26	88,93
etage 01	1150,22	403,11	752,64	35,04	65,43	1384,53	242,79	1154,47	17,53	83,38
etage 02	1145,89	394,04	754,04	34,38	65,80	1385,34	199,28	1190,15	14,38	85,91
etage 03	1021,72	385,57	639,74	37,73	62,61	1156,58	215,61	936,45	18,64	80,96
etage 04	877,01	382,21	499,88	43,58	56,99	995,39	226,46	775,25	22,75	77,88
etage 05	717,24	302,12	424,74	42,12	59,21	815,48	208,22	620,06	25,53	76,03
etage 06	520,74	236,95	229,58	45,50	44,08	596,17	154,78	454,73	25,96	76,27
etage 07	268,62	265,51	115,29	98,84	42,91	311,9	187,72	174,53	60,18	55,95

Tableau V. 1. Justification du système de contreventement sens ex et ey

ELU					
	portique+voile	portique	voile	portique(%)	voile(%)
etage SS2	48342,11	29038,99	19303,12	60,06	39,93
etage ss1	42868,53	25858,73	17009,8	60,32	39,67
RDC	39199,64	23308,73	15890,9	59,46	40,53
etage 01	32928,5	19015,06	13913,43	57,74	42,25
etage 02	28460,61	15894,46	12566,14	55,84	44,15
etage 03	23585,99	13056,96	10529,04	55,35	44,64
etage 04	18711,38	10298,76	8412,61	55,04	44,95
etage 05	13836,76	7215,33	6621,43	52,14	47,85
etage 06	9086,08	4683,46	4402,61	51,54	48,45
etage 07	4372,46	5022,42	4212,14	96,86	91,75

Tableau V. 2. Justification du système de contreventement à L'ELU

❖ Récapitulatif des résultats

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, et d'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend la catégorie **4a** : système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles $R=5$.

V. 1.2. Calcul de Qa) Régularité en plan

a.1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses
⇒ **condition vérifiée.**

a.2. A chaque niveau pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

$$e_x = 0,333\text{m} < 15\%L_y = 2,18\text{m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$e_y = 0,582 < 15\%L_x = 3,3\text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a.3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 ⇒ $L/l < 4$

$$22/14.55 = 1.51 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a.4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier $S_{\text{tot}} = 320,1 \text{ m}^2, S_{\text{ouverture}} = 13,24\text{m}^2$

Donc le pourcentage des ouvertures = $4,14 < 15\%S_t \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

b) Régularité en élévation

b.1. Le système de contreventement ne doit comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation ⇒ **condition vérifiée.**

b.2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment ⇒ **condition vérifiée.**

b.3. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension pas de décrochement en élévation ⇒ **condition vérifiée.**

c) Conditions minimales sur les files de contreventement

c.1. Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

sens x-x : $3,2/3,1=1,03$, $3,1/3,2=0,97$, $3,2/2,7=1,18$, $2,7/3,1=0,85,3 < 1,5$

sens y-y : $3,85/3,75=1,02, 3,75/3,85=0,97 < 1,5 \Rightarrow$ condition vérifiée.

c.2. Système des voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux au moins un (01) trumeau ayant un rapport «hauteur d'étage sur largeur» inférieur ou égal à $0,67 h_e/1 \leq 0,67$, h_e : étant la hauteur d'étage soit égale $4,08m$ et $1=1,5m$ (valeurs maximales).

$4,08/1,5=2,72 \geq 0,67 \Rightarrow$ condition non vérifiée.

Donc la condition est non vérifiée

d) Redondance de plan

Chaque étage devra avoir en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées (nous avons 08 files suivant x-x et 04 files suivant y-y) \Rightarrow condition vérifiée.

e) Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux \Rightarrow condition vérifiée.

Le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés :

Critère q	Observé	P q
1. Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2. Redondance en plan	Oui	0.00
3. Régularité en plan	Oui	0.00
4. Régularité en élévation	Oui	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.1

Finalement on trouve : $Q=1,15$

V.2 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0,3 \quad (\text{Article 7.4.3.1})$$

Ou :

N_d : effort normal. B_c : section du poteau. f_{cj} : La résistance caractéristique du béton.

Section poteaux	effort normal	effort réduit	
450X450 mm ²	1541,85 kN	0,3≤0,3	OK
400X400 mm ²	939,88 kN	0,234≤ 0,3	OK
350X350 mm ²	383,59 kN	0,125≤0.3	OK

Tableau V.3. Résultat de calcul de l'effort normal réduit.

V. 3. Vérification de la période empirique T

V.3.1 Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

h_N: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en

Fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0,05 (30,91)^{3/4} = 0,655s$$

V.3.2 Calcul de la période empirique majorée

$$T_{maj} = T + 30\% T = 0,851 s$$

V.3.3 Détermination de la période par le logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse par ETABS, on détermine la période en suivant les étapes suivante : *Display* → *show tables*

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **modal information** → **Select cases/combos...** → 2 fois sur **OK**

Un autre tableau s'affichera .On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « **Modal**

Participating Mass Ratios », Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,843784	66,1854	3,9559	0,0000	66,1854	3,9559	0,0000	5,6266
2	0,664108	3,7689	63,3450	0,0000	69,9543	67,3009	0,0000	91,7798
3	0,566356	0,2333	0,7034	0,0000	70,1876	68,0043	0,0000	1,0031
4	0,219712	13,8964	0,5628	0,0000	84,0841	68,5672	0,0000	0,0282
5	0,150904	0,6581	16,6610	0,0000	84,7422	85,2282	0,0000	1,2386
6	0,123076	0,0110	0,0414	0,0000	84,7532	85,2696	0,0000	0,0020
7	0,101847	5,3389	0,1458	0,0000	90,0920	85,4154	0,0000	0,0075
8	0,063858	0,9306	4,9277	0,0000	91,0226	90,3430	0,0000	0,2002

❖ Comparaison des résultats

On a : la période calculée $T = 0,655$ s

La période majorée $T_{maj} = 0,851$ s

La période calculée par ETABS $T_{etabs} = 0,843$ s

On remarque que :

$$T < T_{etabs} < T_{maj}$$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

V.4. Vérification de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **building output**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
ETAGE7	D1	224,1090	224,1090	10,862	7,081	224,1090	224,1090	10,862
ETAGE6	D2	253,3698	253,3698	10,835	7,039	253,3698	253,3698	10,835
ETAGE5	D3	256,3301	256,3301	10,833	7,043	256,3301	256,3301	10,833
ETAGE4	D4	260,3376	260,3376	10,833	7,048	260,3376	260,3376	10,833
ETAGE3	D5	265,0181	265,0181	10,834	7,054	265,0181	265,0181	10,834
ETAGE2	D6	265,0181	265,0181	10,834	7,054	265,0181	265,0181	10,834
ETAGE1	D7	265,8423	265,8423	10,823	7,073	265,8423	265,8423	10,823
RDC	D8	274,8704	274,8704	10,837	7,045	274,8704	274,8704	10,837
SS2	D9	237,6652	237,6652	10,811	7,137	237,6652	237,6652	10,811
SS1	D10	242,0259	242,0259	10,880	7,373	242,0259	242,0259	10,880

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY
ETAGE7	D1	10,862	7,081	11,182	7,468	-0,32	-0,387
ETAGE6	D2	10,835	7,039	11,168	7,48	-0,333	-0,441
ETAGE5	D3	10,833	7,043	11,15	7,497	-0,317	-0,454
ETAGE4	D4	10,833	7,048	11,128	7,514	-0,295	-0,466
ETAGE3	D5	10,834	7,054	11,105	7,53	-0,271	-0,476
ETAGE2	D6	10,834	7,054	11,079	7,541	-0,245	-0,487
ETAGE1	D7	10,823	7,073	11,052	7,536	-0,229	-0,463
RDC	D8	10,837	7,045	11,022	7,627	-0,185	-0,582
SS2	D9	10,811	7,137	11,003	7,632	-0,192	-0,495
SS1	D10	10,88	7,373	11,038	7,537	-0,158	-0,164

Tableau V. 4. Vérification de l'excentricité

Avec : $e_x = XCM - XCR$

$e_y = YCM - YCR$

❖ *Comparaison des résultats*

• **Sens longitudinal**

$5\% L_y \geq e_x \Leftrightarrow 0,05 \times 14,55 = 0,72 > 0,333 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

• **Sens transversal**

$5\% L_x \geq e_y \Leftrightarrow 0,05 \times 22 = 1,1 > 0,582 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

V. 5. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Mode	Period	UX	UY	UZ
1	0,843784	66,1854	3,9559	0
2	0,664108	3,7689	63,345	0
3	0,566356	0,2333	0,7034	0
4	0,219712	13,8964	0,5628	0
5	0,150904	0,6581	16,661	0
6	0,123076	0,011	0,0414	0
7	0,101847	5,3389	0,1458	0
8	0,063858	0,9306	4,9277	0

Tableau V. 5. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dans le 8^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

V.6. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

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.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (4.1) \text{RPA99 modifier en 2003}$$

V.6.1 Calcul des paramètres A, D, Q, et R

1) **Coefficient d'accélération de zone « A »** : Le coefficient « A » est donné par le tableau

4.1.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

ZONE IIa	Groupe2	A=0.15
----------	---------	---------------

2) **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule:

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2) \text{RPA}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0.5s \leq T_{\text{etabs}}=0.835s \leq 3s$ donc : $D=2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / 2 + \xi} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ($\xi = 7\%$) et des voiles ($\xi = 10\%$), donc on prend :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

Facteur d'amplification dynamique	
$\xi(\%)$	8,5
Γ	0.82
T2	0.5
D (0<T<T2)	1,44

Tableau : La valeur de facture D.

3) Valeur de l'effort tranchant statique

Désignation	Symbole	valeur
coefficient de zone	A	0,15
facteur d'amplification dynamique	D	1,44
facteur de qualité	Q	1,05
poids de la structure	W	25445,86 KN
coefficient de comportement	R	5
valeur de l'effort tranchant statique	V st	1154,22KN
	80% V st	923,379 KN

Les valeurs des efforts tranchants calculés avec ETABS sont :

$$V_{x\text{dyn}}=1322,53 \text{ kN}$$

$$V_{y\text{dyn}}= 1487,55 \text{ kN}$$

❖ Comparaison des résultats :

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente

Il est rappelé que : $V_{st}=923,729\text{kn}$

- **Sens longitudinal :**

$$V_{x\text{dyn}}=1322,53 \text{ kN} \geq 80\%V_x=923,379 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$V_{y\text{dyn}}=1487,55 \text{ kN} \geq 80\%V_y=923,379 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V.7.Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont Adjacents , et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 formule 4-19})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

- **Dans le sens longitudinal :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : *Display* → *show tables* une fenêtre s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK** et les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ETAGE7	D1	EX	0,0134	0,0038	0,0000	0,00000	0,00000	0,00017
ETAGE6	D2	EX	0,0121	0,0034	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
ETAGE5	D3	EX	0,0106	0,0029	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013
ETAGE4	D4	EX	0,0091	0,0025	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
ETAGE3	D5	EX	0,0075	0,0020	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
ETAGE2	D6	EX	0,0059	0,0016	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
ETAGE1	D7	EX	0,0043	0,0011	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
RDC	D8	EX	0,0028	0,0007	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
SS2	D9	EX	0,0011	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
SS1	D10	EX	0,0003	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

Story	Diaphragm	R	δ_{ek}	δ_k	ΔK_x	1%D'étage	vérification
ETAGE7	D1	5	0,0134	0,068	0,0065	0,029	vérifié
ETAGE6	D2	5	0,0121	0,0615	0,0075	0,0306	vérifié
ETAGE5	D3	5	0,0106	0,054	0,008	0,0306	vérifié
ETAGE4	D4	5	0,0091	0,046	0,008	0,0306	vérifié
ETAGE3	D5	5	0,0075	0,038	0,0085	0,0306	vérifié
ETAGE2	D6	5	0,0059	0,0295	0,008	0,0306	vérifié
ETAGE1	D7	5	0,0043	0,0215	0,0075	0,0306	vérifié
RDC	D8	5	0,0028	0,014	0,0085	0,0408	vérifié
SS2	D9	5	0,0011	0,0055	0,004	0,0285	vérifié
SS1	D10	5	0,0003	0,0015	0,0015	0,0272	vérifié

Tableau V.6. Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

• Dans le sens transversal :

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... 2 fois sur OK

Story	Diaphragme	R	dek	dk	DK	1%D'étage	vérification
ETAGE7	D1	5	0,0103	0,0515	0,0055	0,029	vérifié
ETAGE6	D2	5	0,0092	0,046	0,006	0,0306	vérifié
ETAGE5	D3	5	0,0079	0,038	0,0065	0,0306	vérifié
ETAGE4	D4	5	0,0066	0,032	0,006	0,0306	vérifié
ETAGE3	D5	5	0,0054	0,026	0,0065	0,0306	vérifié
ETAGE2	D6	5	0,0041	0,02	0,0055	0,0306	vérifié
ETAGE1	D7	5	0,0029	0,014	0,005	0,0306	vérifié
RDC	D8	5	0,0019	0,009	0,006	0,0408	vérifié
SS2	D9	5	0,0007	0,0035	0,0025	0,0285	vérifié
SS1	D10	5	0,0002	0,001	0,001	0,0272	vérifié

Tableau V.7 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.

Avec :

δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_x = \delta_{kx} - \delta_{kx-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

H_e : hauteur de l'étage considéré.

Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur les tableaux ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiées

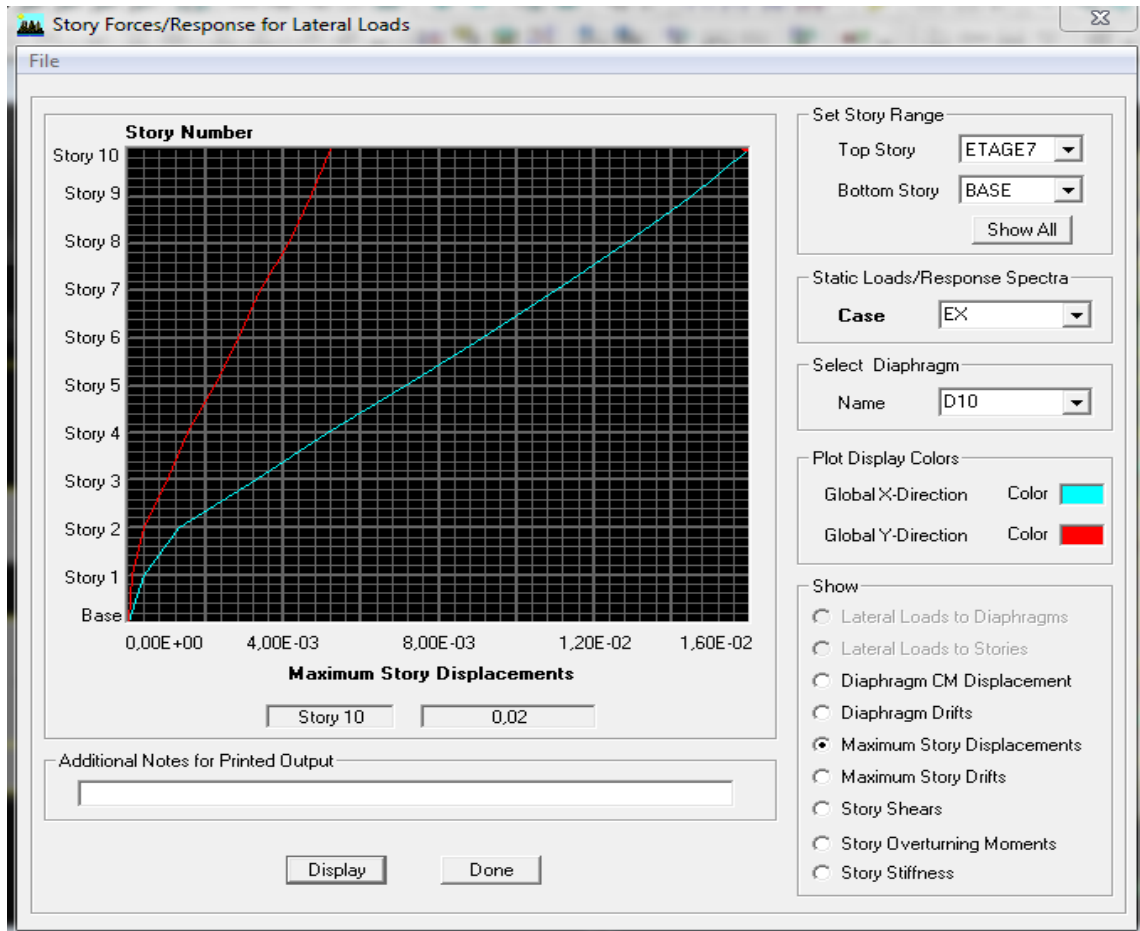
V.8. Vérification du déplacement maximal de la structure :

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{ad} .

$$f_{ad} = \frac{30,91}{500} = 0,062m \quad (\text{ART B.6.5.3/BAEL91})$$

❖ **Détermination du déplacement maximal avec ETABS :**• **Dans le sens longitudinal**

On suit le cheminement suivant : *Display* → *Show Story Réponse Plots*..La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

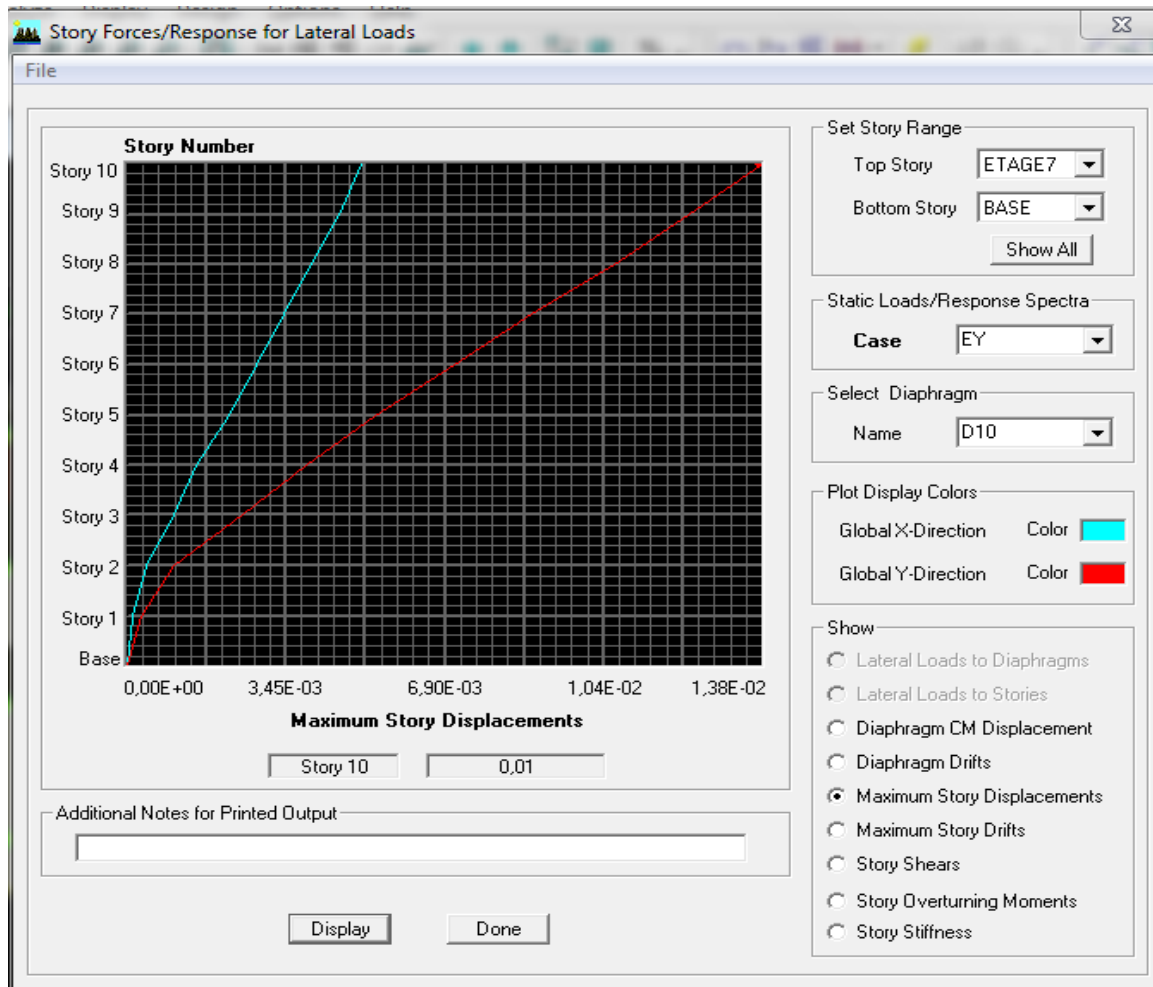


Puis, on clique sur *display*

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée

• **Dans le sens transversal**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



❖ Résultats trouvés :

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0,02 m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0,01 m
- ✓ Flèche admissible : 0,062

Conclusion :

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta ART 5.9 RPA 2003.

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = P_K \Delta_K / V_K h_k$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

• Dans le sens longitudinal

Story	Diaphragme	Pk	DK	Vk	Vk*hk	Θ
ETAGE7	D1	2241,09	0,0065	239,48	694,492	0,020
ETAGE6	D2	2533,698	0,0075	449,12	1374,307	0,013
ETAGE5	D3	2563,301	0,008	620,45	1898,577	0,010
ETAGE4	D4	2603,376	0,008	768,69	2352,191	0,008
ETAGE3	D5	2650,181	0,0085	896,18	2742,31	0,008
ETAGE2	D6	2650,181	0,008	1002,06	3066,303	0,006
ETAGE1	D7	2658,423	0,0075	1089,52	3333,931	0,005
RDC	D8	2748,704	0,0085	1159,46	4730,596	0,004
SS2	D9	2376,652	0,004	1208,29	3443,626	0,002
SS1	D10	2420,259	0,0015	1241,24	3376,172	0,001

Tableau V.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta Dans le sens longitudinal

• Dans le sens transversal

Story	Diaphragme	Pk	DK	Vk	Vk*hk	Θ
ETAGE7	D1	2241,09	0,0055	303,51	880,179	0,014
ETAGE6	D2	2533,698	0,006	541,67	1570,843	0,009
ETAGE5	D3	2563,301	0,0065	729,68	2116,072	0,007
ETAGE4	D4	2603,376	0,006	898,18	2604,722	0,005
ETAGE3	D5	2650,181	0,0065	1037,36	3008,344	0,005
ETAGE2	D6	2650,181	0,0055	1151,01	3337,929	0,004
ETAGE1	D7	2658,423	0,005	1239,54	3594,666	0,003
RDC	D8	2748,704	0,006	1313,92	3810,368	0,0043
SS2	D9	2376,652	0,0025	1361,83	3949,307	0,001
SS1	D10	2420,259	0,001	1388,94	4027,926	0,0006

Tableau V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta Dans le sens transversal

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous

les niveaux : $\Theta < 0,1$

Conclusion

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la structure

Introduction

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.
-

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Tableau VI.1 : caractéristiques mécanique des matériaux

VI.1 Recommandations du RPA**VI.1 .1. Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003)**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II a).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Le pourcentage minimal de la section du poteaux est 0,8 % ($b \times h$)
- Le pourcentage maximum est : 4 % (zone courante) et 6 % (zone de recouvrement) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ **Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton**

➤ **Le pourcentage minimal :**

- Du SS1 au RDC: $A_{min} = 0,008 \times (45 \times 45) = 16,2 \text{ cm}^2$

- Du 1^{er} étage au 4^{eme} étage : $A_{min} = 0,008 \times (40 \times 40) = 12,8 \text{ cm}^2$

- Du 5^{eme} étage au 7^{eme} étage : $A_{min} = 0,008 \times (35 \times 35) = 9,8 \text{ cm}^2$

➤ Le pourcentage maximal

Du SS1 au RDC :

En zone courante : $A_{\max} = 0,04 \times (45 \times 45) = 84 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0,06 \times (45 \times 45) = 121,5 \text{ cm}^2$

- Du 1^{er} étage au 4^{eme} étage :

En zone courante : $A_{\max} = 0,04 \times (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0,06 \times (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$

- Du 5^{eme} étage au 7^{eme} étage :

En zone courante : $A_{\max} = 0,04 \times (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0,06 \times (35 \times 35) = 73,5 \text{ cm}^2$

➤ Selon BAEL 91 :

E.L.U : Situation durable : 1,35 G + 1,5 Q

➤ Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (Art 5.2)

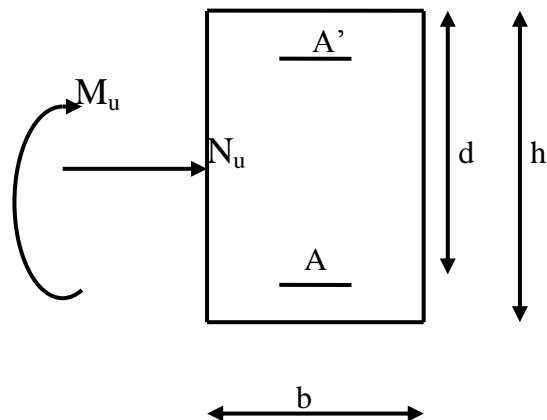
Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

❖ Exposé de la méthode de calcul à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$



a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

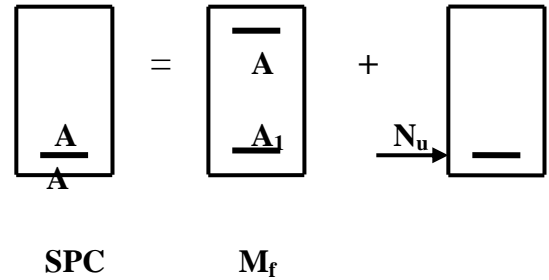
La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bu} \end{array} \right.$$

Avec

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

M_f : Moment fictif.



Calcul des armatures :

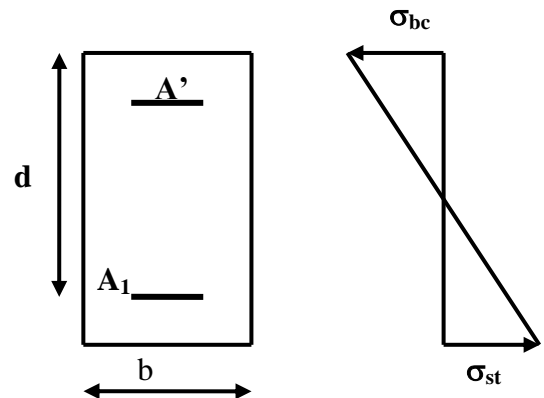
$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

➤ Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée. (SSA)

μ ——— Tableau ———> β

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$



• Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée.

et on calcul $M_r = \mu b d^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{Mpa}$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature ; $A_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C)

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81c') bh^2 f_{bu} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{➤ Si : } (0.337h - 0.81\frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100 \Psi bh f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad A = 0$$

Avec:

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\text{➤ Si } N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - bh f_{bc} (d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')} \quad A = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle \Rightarrow compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

VI.1.2 Calcul du ferraillage des poteaux:

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferraillage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

➤ Exemple de calcul manuel

✓ **Poteaux 45x45 (EL U)**

$N_u = -1631,08 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = -7,777 \text{ KN.m}$ (effort de compression)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7,777}{1631,08} = 0,00478 \leq \left(\frac{0,45}{2} - c \right) = 0,195 \quad \Longrightarrow \quad \text{SEC}$$

• Calcul de moment fictif à la flexion simple

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

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 7,777 + 1631,08 \left(\frac{0,45}{2} - 0,03 \right) = 325,83 \text{ KM .m}$$

• Vérification de la 1^{re} condition

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{0,03}{0,45} \right) 0,45 \times 0,45^2 \times 14,167 \times 10^3 < 1631,08 (0,42 - 0,03) - 325,83 < \left(0,5 - \frac{0,03}{0,45} \right) 0,45 \times 0,45^2 \times 14,167 \times 10^3 = 365,34 > 310,46 < 559,41$$

$$365,34 > 310,46 < 559,41 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

• Vérification de la 2^{ème} condition

$$1631,08 (0,42 - 0,03) - 325,83 \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{0,03}{0,45} \right) 0,45 \times 0,45^2 \times 14,167 \times 10^3$$

$$310,46 \leq 365,34 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_f - bh f_{bc} (d - 0,5h)}{\sigma_s (d - c')} = \frac{325,83 - 0,45 \times 0,45 \times 14,167 \times 10^3 (0,42 - 0,5 \times 0,45)}{348 \times 10^3 (0,42 - 0,03)} = 0,00172 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_s' = \frac{1631,08 - 0,45 \times 0,45 \times 14,167 \times 10^3}{348 \times 10^3} - 0,00137 = 0,0037 \text{ cm}^2$$

❖ Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

a) *Situation durable (1,35G+1,5Q) :*

▪ *Suivant le moment M2 :*

					Asup(cm ²)	Ainf(cm ²)	OBS
POT45X45	N max	1632,26	M cor	7,889	0	0	SEC
	N min	295,03	M cor	1,962	0	0	SEC
	N cor	1001,26	M max	26,27	0	0	SEC
POT40X40	N max	1220,19	M cor	11,277	0	0	SEC
	N min	110,72	M cor	1,361	0	0	SEC
	N cor	645,81	M max	35,553	0	0	SEC
POT35X35	N max	500,66	M cor	26,373	0	0	SEC
	N min	6,38	M cor	1,062	0	0,08	SPC
	N cor	142,31	M max	37,872	0	1,21	SPC

▪ *Suivant le moment M3 :*

					Asup(cm ²)	Ainf(cm ²)	OBS
POT45X45	N max	1632,26	M cor	0,289	0	0	SEC
	N min	295,03	M cor	5,716	0	0	SEC
	N cor	594,41	M max	10,613	0	0	SEC
POT40X40	N max	1220,19	M cor	1,007	0	0	SEC
	N min	110,72	M cor	7,537	0	0	SEC
	N cor	273,47	M max	21,948	0	0	SEC
POT35X35	N max	500,66	M cor	0,3	0	0	SEC
	N min	6,38	M cor	3,877	0	0,14	SPC
	N cor	70,58	M max	24,831	0	0	SEC

b) Situation accidentelle ($G+Q E$) :

▪ Suivant le moment M2 :

					A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
POT45X45	N max	608,24	M cor	-1,172	11,29	11,52	SET
	N min	-1541,85	M cor	-10,463	0	0	SEC
	N cor	-374,28	M max	34,64	0	0	SEC
POT40X40	N max	210,83	M cor	-0,305	3,06	3	SET
	N min	-939,29	M cor	0,764	0	0	SEC
	N cor	-184,79	M max	41,625	0	0,53	SPC
POT35X35	N max	45,15	M cor	6,32	0	0,9	SPC
	N min	-381,3	M cor	12,849	0	0	SEC
	N cor	-52,3	M max	37,297	2,33	0	SPC

▪ Suivant le moment M3 :

					A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
POT45X45	N max	608,24	M cor	-2,917	11,11	11,70	SET
	N min	-1541,85	M cor	-19,48	0	0	SEC
	N cor	-703,8	M max	38,288	0	0	SEC
POT40X40	N max	210,83	M cor	-1,319	3,15	2,91	SET
	N min	-939,29	M cor	-6,281	0	0	SEC
	N cor	-139,36	M max	37,177	0	0,79	SPC
POT35X35	N max	45,15	M cor	6,175	0	0,87	SPC
	N min	-381,3	M cor	-5,105	0	0	SEC
	N cor	-38,24	M max	35,119	0	2,33	SPC

c) Situation accidentelle ($0.8 \mp GE$) :

- Suivant le moment M2:

					A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
POT45X45	N max	687,45	M cor	-0,128	9,89	9,87	SET
	N min	-1147,3	M cor	-6,802	0	0	SEC
	N cor	-206,47	M max	28,432	0	0	SEC
PO40X40	N max	255,79	M cor	0,246	0	0	SEC
	N min	-625,37	M cor	-2,514	3,7	3,65	SET
	N cor	-111,04	M max	36,225	0	0	SEC
POT35X35	N max	44,48	M cor	0,747	0,57	0,71	SET
	N min	381,45	M cor	12,701	0	0	SEC
	N cor	-95,43	M max	37,58	0	1,79	SPC

- Suivant le moment M3 :

					A sup(cm ²)	A inf(cm ²)	OBS
POT45X45	N max	687,45	M cor	2,986	10,11	9,65	SET
	N min	-1147,3	M cor	-20,188	0	0	SEC
	N cor	-132,4	M max	29,176	0	0,03	SPC
PO40X40	N max	255,79	M cor	-0,023	3,68	3,67	SET
	N min	-625,37	M cor	-6,114	0	0	SEC
	N cor	-83,35	M max	33,131	0	1,23	SPC
POT35X35	Nmax	44,48	M cor	0,436	0,6	0,68	SET
	N min	-381,45	M cor	-5,464	0	0	SEC
	Ncor	-86,99	M max	34,421	0	1,64	SPC

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les Poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Section des poteaux	A min (cm ²)	A adoptée (cm ²)	ferrailage
(45X45)	16,2	20,6	4T20+4T16
(40X40)	12,8	14,19	4T16+4T14
(35X35)	9,8	12,31	4T12+4T14

Tableau VI.1.Choix des armatures longitudinales

VI.2 Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

- ♦ Selon le (RPA .2003 art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 T_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_1 = 2.5$ si l'élanement géométrique dans la direction considérée.

$\rho_1 = 3.75$ dans le cas contraire.

L'élanement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec :

Telle que :

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau.

$$\text{SS1 : Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{0,7 \times 237}{45} = 3,68$$

$$\text{SS2 : Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{0,7 \times 250}{45} = 3,88$$

$$\text{RDC : Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{0,7 \times 373}{45} = 5,8$$

$$\text{Etage (1, 2, 3,4) : Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{0,7 \times 271}{40} = 4,74$$

$$\text{Etage (5, 6, 7) : Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{0,7 \times 271}{35} = 5,42$$

On remarque que : $\lambda > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$ et $\lambda < 5 \Rightarrow \rho = 3.75$

VI.2.1 Espacement des armatures transversales

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suite :

- En zone nodale

$$S_t \leq \min (10\phi_l^{min} ; 15\text{cm}) = \min (10 \times 1.2; 15\text{cm}) = 12\text{cm} = 10\text{cm}$$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

$$\text{POT 45 X 45 : } A_t = \frac{3,75 \times 0.1 \times 31,72}{0,45 \times 400000} = 0,66 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 1 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{2HA8}$

$$\text{POT 45 X 45 (RDC) : } A_t = \frac{2,5 \times 0.1 \times 31,72}{0,45 \times 400000} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 0,5 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{1HA8}$

$$\text{POT 40X40: } A_t = \frac{3,75 \times 0.1 \times 23,15}{0,40 \times 400000} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 1 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{2HA8}$

$$\text{POT 35X35: } A_t = \frac{2,5 \times 0.1 \times 19,24}{0,35 \times 400000} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 0,5 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{1HA8}$

- En zone courante

$$S_t \leq \text{Min} (b/2 ; h/2; 10 \phi_1) = \text{min} (45/2; 45/2; 10 \times 1,2) = 12 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 12\text{cm}$

Où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

D'ou:

$$\text{POT 45 X 45 : } A_t = \frac{3,75 \times 0.12 \times 31,72}{0,45 \times 400000} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 1 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{2HA8}$

$$\text{POT 45 X 45 (RDC): } A_t = \frac{2,5 \times 0.12 \times 31,72}{0,45 \times 400000} = 0,52 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 1 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{2HA8}$

$$\text{POT 40X40: } A_t = \frac{3,75 \times 0.12 \times 23,15}{0,40 \times 400000} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 1 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{2HA8}$

$$\text{POT 35X35: } A_t = \frac{2,5 \times 0,12 \times 19,24}{0,35 \times 400000} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 0,5 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{1HA8}$

VI.2.2 Vérification de la quantité d'armatures transversales

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% \text{ St} \times b_1$$

$$\text{.Si } \lambda_g \geq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% \text{ St} \times b_1$$

Si $3 < \lambda_g < 5 \dots\dots\dots$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

- **En zone nodale** ($S_t = 10 \text{ cm}$)

- Poteau de (35X35)..... $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1 = 0.3\% \times 10 \times 35 = 1,92 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

- Poteau de (40X40) $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1$ et $A_t = 0.8\% \text{ St} \times b_1 = 2,2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

- Poteau de (45×45) S1 et S2... $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1$ et $A_t = 0.8\% \text{ St} \times b_1 = 2,47 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

- Poteau de (45×45) RDC $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1 = 0.3\% \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

- **En zone courante** ($S_t = 12 \text{ cm}$)

- Poteau de (35X35)..... $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1 = 0.3\% \times 12 \times 35 = 0,012 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

- Poteau de (40X40) $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1$ et $A_t = 0.8\% \text{ St} \times b_1 = 0,026 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

- Poteau de (45×45) S1 et S2... $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1$ et $A_t = 0.8\% \text{ St} \times b_1 = 0,03 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

- Poteau de (45×45) RDC $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1 = 0.3\% \times 12 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres **HA8** et d'un losange

HA8 pour tous les poteaux $A_t = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$

VI.2.3 Longueurs de recouvrement

$$L_r = 40\phi_l^{min} = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$$

VII.2.4 Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} f_{c28} = 25\text{Mpa} \\ \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1,875 \text{ Mpa} \quad \text{ou} \quad \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (45x45) SS1 et SS2**

$$\tau_b = \frac{31,72 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,167 \text{ Mpa} \leq 1 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (45x45) RDC**

$$\tau_b = \frac{31,72 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,167 \text{ Mpa} \leq 1,875 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (40x 40)**

$$\tau_b = \frac{23,15 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,156 \text{ Mpa} \leq 1 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (35 x 35)**

$$\tau_b = \frac{19,24 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,171 \text{ Mpa} \leq 1,875 \text{ Mpa}$$

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

VI.3 Vérifications à l'ELS

a) Vérification de la condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} bd$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

▪ Suivant le moment M2:

					ES(cm ²)	Asmin(cm ²)	Aadop(cm ²)
POT45X45	N max	1184,99	M cor	5,676	0,472	5,828	20,28
	N min	215,37	M cor	1,45	0,661	5,922	20,28
	N cor	730,4	M max	18,841	2,579	5,972	20,28
POT40X40	N max	885,54	M cor	8,229	0,929	4,8050	14 ,19
	N min	81,42	M cor	0,996	1,223	4,9628	14 ,19
	N cor	468,06	M max	22,759	4,862	10,792	14 ,19
POT35X35	N max	363,14	M cor	17,161	4,725	11,136	12,31
	N min	4,78	M cor	0,77	16,108	0,205	12,31
	N cor	102,98	M max	27,341	26,548	0,785	12,31

▪ Suivant le moment M3:

					ES(cm ²)	Asmin(cm ²)	Aadop(cm ²)
POT45X45	N max	1184,99	M cor	0,272	0,022	5,622	20,28
	N min	215,37	M cor	4,166	1,927	6,7118	20,28
	N cor	431,92	M max	7,731	1,789	6,609	20,28
POT40X40	N max	885,54	M cor	0,725	0,081	4,426	14 ,19
	N min	81,42	M cor	3,472	4,264	5,705	14 ,19
	N cor	199,57	M max	15,856	7,945	6,44	14 ,19
POT35X35	N max	363,14	M cor	0,245	0,067	3,348	12,31
	N min	4,78	M cor	2,815	58,89	1,131	12,31
	N cor	51,95	M max	17,968	34,587	0,944	12,31

D'après les résultats trouvés sur les deux tableaux, on ne constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car $A_{adoptée} > A_{\min}$.

➤ **Etat limite d'ouverture de fissures**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

➤ **Etat limite de compression du béton**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_s et N_s , on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \qquad \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivants :

▪ **Suivant 2-2 :**

SECTION	Ns max (Kn)	Ms cor (Kn.m)	As=As' (cm ²)	σbs (MPa)	σbi (MPa)	σbc (MPa)	OBS
45X45	1184,99	5,676	6,78	5,5	4,9	15	Condition vérifiée
40X40	885,79	8,229	6,78	5,6	4,3	15	
35X35	363,14	17,161	6,15	4,4	0,7	15	

▪ **Suivant 3-3 :**

SECTION	Ns max (Kn)	Ms cor (Kn.m)	As=As' (cm ²)	σ bs (MPa)	σbi (MPa)	σbc (MPa)	OBS
45X45	1184,99	0,272	6,78	5,3	5	15	Condition vérifiée
40X40	885,79	0,725	6,78	5	4,9	15	
35X35	363,14	0,245	6,15	2,6	2,6	15	

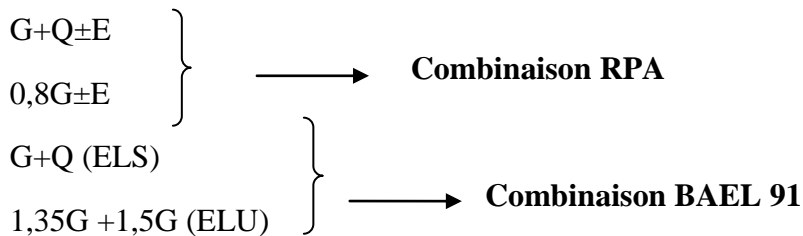
❖ **Conclusion :**

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Section des poteaux	A min (cm ²)	A adoptée (cm ²)	ferrailage
(45X45)	16,2	20,28	4T16+4T20
(40X40)	12,8	14,19	4T16+4T14
(35X35)	9,8	10,68	4T12+4T14

VII. Ferraillage des portiques**Introduction**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

**VII.1. Recommandation du RPA99 version 2003****a) Armatures longitudinales Selon le RPA2003(Art7.5.2.1)**

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0,5 % en tout section.
 - Poutres principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$
 - Poutres secondaires : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$
- ❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :
 - En zone courante : 4 %
 - En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{\max} = 36 \text{ cm}^2$

⇒ En zone de recouvrement :

- Poutre principale : $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$

- ❖ La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone II a)

- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales Selon le RPA2003(Art7.5.2.1)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t, 30cm \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

Φ_t : Le plus petit diamètre utilisé des armatures transversales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

VII.1.1 Calcul des armatures à l'ELU

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

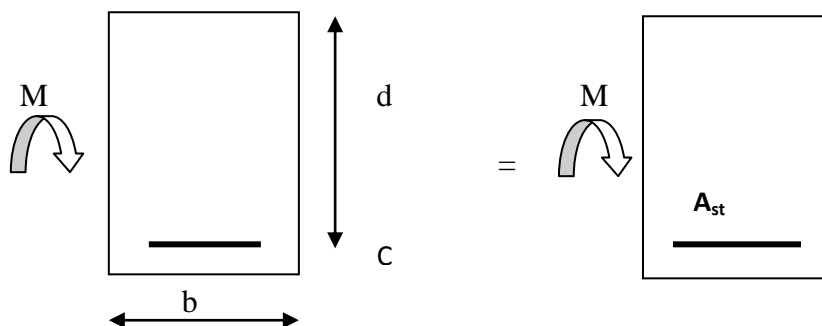
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa}$

Pour les feE400 on a : $\mu_1 = 0,392$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc}=0$



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$

$\gamma_s=1,5 \longrightarrow$ Cas général.

$\gamma_s =1,15 \longrightarrow$ Cas accidentel.

Fe=400MPa

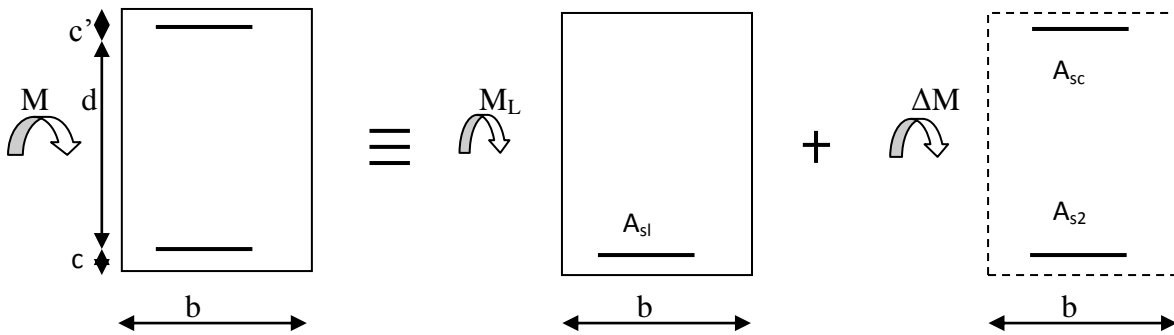
A_{st} : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus

2^{eme} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée.

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{s\ t} = A_{sl} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad \text{avec:} \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{sc}}$$

Remarque :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Les résultats des efforts internes des poutres pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferraillage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel Socotec .

a) Exemple de calcul manuel❖ Poutre principale 30x35 (ELU)

$$\mu = \frac{27,48}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,063$$

$\mu = 0,063 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ section simplement armée.

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

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$$A_{st} = \frac{27,47}{0,967 \cdot 32 \cdot 348} = 2,55 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

1) Les armatures en travée (poutres principales 35X30)

Zone	Comb	Moment (kN.m)	obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Section (cm ²)
Etages (SS1 SS2 RDC)	ELU	27,48	SSA	2,55	5,25	3HA16	6,02
	G+Q+E	20,369	SSA	1,874			
	0.8G+E	14,195	SSA	1,29			
Etages (1.2.3.4)	ELU	18,218	SSA	1,672	5,25	3HA16	6,02
	G+Q+E	20,811	SSA	1,916			
	0.8G+E	17,804	SSA	1,633			
Etages (5.6.7)	ELU	19,911	SSA	1,756	5,25	3HA16	6,02
	G+Q+E	20,463	SSA	1,883			
	0.8G+E	16,695	SSA	1,53			

Tableau VII.1 : ferraillage des poutres principales en travée

2) Les armatures aux appuis (poutres principales 35X30)

Zone	comb	Moment (kN.m)	obs	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	section
Etages (SS1 SS2 RDC)	ELU	-43,241	SSA	4,10	5,25	3HA14+ 3HA12	8,01
	G+Q+E	-40,963	SSA	3,87			
	0.8G+E	-28,782	SSA	2,672			
Etages (1.2.3.4)	ELU	-75,82	SSA	7,536	5,25	3HA14+ 3HA12	8,01
	G+Q+E	-62,199	SSA	6,057			
	0.8G+E	-42,677	SSA	4,043			
Etages (5.6.7)	ELU	-78,96	SSA	7,89	5,25	3HA14+ 3HA12	8,01
	G+Q+E	-64,243	SSA	6,274			
	0.8G+E	-43,839	SSA	4,519			

Tableau VII.2 : ferraillage des poutres principales aux appuis

3) Les armatures en travée (poutres secondaires 30X30)

Zone	comb	Moment (kN.m)	obs	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Section
Etages (SS1 SS2 RDC)	ELU	16,168	SSA	1,769	4,5	3HA16	6,03
	G+Q+E	36,64	SSA	4,164			
	0.8G+E	35,37	SSA	4,009			
Etages (1.2.3.4)	ELU	27,272	SSA	3,279	4,5	3HA16	6,03
	G+Q+E	44,897	SSA	5,188			
	0.8G+E	36,757	SSA	4,178			
Etages (5.6.7)	ELU	34,414	SSA	3,89	4,5	3HA16	6,03
	G+Q+E	39,65	SSA	4,533			
	0.8G+E	30,252	SSA	3,396			

Tableau VII. 3 : ferraillage des poutres secondaires en travée

4) Les armatures aux appuis (poutres secondaires 30X30)

Zone	comb	Moment (kN.m)	obs	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Section
Etages (SS1 SS2 RDC)	ELU	-25,592	SSA	2,848	4,5	6HA14	9,24
	G+Q+E	-59,347	SSA	7,078			
	0.8G+E	-51,537	SSA	6,040			
Etages (1.2.3.4)	ELU	-45,001	SSA	5,201	4,5	6HA14	9,24
	G+Q+E	-67,759	SSA	8,387			
	0.8G+E	-57,03	SSA	6,766			
Etages (5.6.7)	ELU	-52,232	SSA	6,13	4,5	6HA14	9,24
	G+Q+E	-63,506	SSA	7,648			
	0.8G+E	-50,181	SSA	5,864			

Tableau VII.4 : ferraillage des poutres secondaires aux appuis

VII.1.2. Vérifications à l'ELUa) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales de (30*35) :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2.$$

- Poutres secondaires de (35*30) :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 27 \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

Toutes les conditions d'acier adoptées pour les différentes poutres sont supérieures aux sections minimales trouvées par la condition de non fragilité → **condition vérifiée.**

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91/Art A.5.1)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour le calcul relatif de l'effort tranchant est définie par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \quad \text{avec } V_u^{max} : \text{effort tranchant maximal.}$$

❖ Poutres principales

Zone (I) : SS1.SS2.RDC $V_u^{max} = 59,47\text{KN}$ (à l'ELU)

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{59,47 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,62 \text{ MPa.}$$

Zone (II) : étage 1.2.3.4 $V_u^{max} = 85,93\text{KN}$ (à l'ELU)

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{85,93 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,90 \text{ MPa.}$$

Zone (III) : étage 5.6.7 $V_u^{max} = 87,73\text{KN}$ (à l'ELU)

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{87,73 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,91 \text{ MPa.}$$

❖ Poutres secondaires

Zone (I) : SS1.SS2.RDC $V_u^{max} = 86,59\text{KN}$ (à l'ELU)

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{86,59 \times 10^3}{300 \times 270} = 1,07 \text{ MPa.}$$

Zone (II) : étage 1.2.3.4 $V_u^{max} = 100,12\text{KN}$ (à l'ELU)

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{100,12 \times 10^3}{300 \times 270} = 1,24 \text{ MPa.}$$

Zone (III) : étage 5.6.7 $V_u^{max} = 89,11\text{KN}$ (à l'ELU)

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{89,11 \times 10^3}{300 \times 270} = 1,10 \text{ MPa.}$$

c) Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL 91/Art A.5.1.2.1)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa} \rightarrow \text{situation durable.}$$

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 4,35\text{MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle}$$

❖ Poutres principales

Zone (I) : SS1.SS2.RDC $\rightarrow \tau_u = 0,62\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

Zone (II) : étage 1.2.3.4 $\rightarrow \tau_u = 0,90\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

Zone (III) : étage 5.6.7 $\rightarrow \tau_u = 0,91\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

❖ Poutres secondaires

Zone (I) : SS1.SS2.RDC $\longrightarrow \tau_u = 1,07\text{MPa} < 4,35\text{MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Zone (II) : étage 1.2.3.4 $\longrightarrow \tau_u = 1,24\text{MPa} < 4,35\text{MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Zone (III) : étage 5.6.7 $\longrightarrow \tau_u = 1,10\text{MPa} < 4,35\text{MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis❖ Influence sur les armatures (BAEL91 /Art A.5.1.3.2)

Lorsqu'au droit d'un appui : $V_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $V_u - \frac{M_u}{0,9d}$

❖ Poutres principales : $V_u^{max} = 87,73\text{KN}$

$$87,73 - \frac{78,96}{0,9 \times 0,32} = -186,44 < 0 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Poutres secondaires : $V_u^{max} = 100,12\text{KN}$

$$100,12 - \frac{68,759}{0,9 \times 0,27} = -182,84 < 0 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ Influence sur le béton (BAEL 91/Art A.5.1.3.1.3)

$$V_u \leq \bar{V}_u = 0,4 \frac{0,9bd f_{c28}}{\gamma_b}$$

❖ Poutres principales

$$V_u = 87,73\text{KN} \leq \bar{V}_u = 0,4 \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,32 \times 25 \times 10^3}{4,35} = 198,62\text{KN}. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Poutres secondaires

$$V_u = 100,12\text{KN} \leq \bar{V}_u = 0,4 \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,27 \times 25 \times 10^3}{4,35} = 167,59\text{KN}. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres aux appuis

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

τ_{se} étant que la contrainte d'adhérence d'entraînement.

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{tel que : } \sum U_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

❖ Poutres principales

Nous avons choisit la section minimale des armatures longitudinales pour avoir le cas le plus défavorable soit :

$$3\text{HA}14+3\text{HA}12 \longrightarrow \sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 14 + 3 \times 3,14 \times 12 = 244\text{mm} = 24,4\text{cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{87,73 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 244} = 1,248\text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Poutres secondaire

$$6\text{HA}14 \longrightarrow \sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76\text{mm} = 26,37\text{cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{100,12 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 263,76} = 1,562\text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) Calcul de la longueur de scellement droit des barres

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 2,835\text{MPa}$$

Avec : τ_{su} est la contrainte d'adhérence à l'ancrage.

Les barres que nous avons utilisé sont des diamètres ($\phi 14$ et $\phi 16$) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement $l_s = 49,38\text{cm}$ et $l_s = 56,44\text{cm}$.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à « $0,4l_s$ » pour barre à haute adhérence.

$$\text{- Pour les HA14 : } l_c = 0,4l_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75\text{cm}.$$

$$\text{- Pour les HA16 : } l_c = 0,4l_s = 0,4 \times 56,44 = 22,57\text{cm}.$$

g) Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

Soit ϕ_l : le plus petit diamètre dans le sens longitudinal.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

✓ Poutres principales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}, 12, \frac{300}{10}\right) = 10\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}.$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2.$$

✓ Poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}, 14, \frac{300}{10}\right) = 8,57\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm.}$$

On prend: $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

• Calcul des espacements Selon le RPA2003(Art7.5.2.2)

$$\text{❖ Zone nodale (appui) : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$$

✓ Poutres principales (30x35) : $S_t = 8,75\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 8\text{cm.}$

✓ Poutres secondaires (30x30) : $S_t = 7,5\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 7\text{cm.}$

$$\text{❖ Zone courante (travée) : } S'_t \leq \frac{h}{2}$$

✓ Poutres principales (30x35) : $S'_t = 17,5\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15\text{cm.}$

✓ Poutres secondaires (30x30) : $S'_t = 15\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15\text{cm.}$

h) Délimitation de la zone nodale

$L' = 2xh$ / h = hauteur de la poutre.

Poutres principales : $L' = 2x35 = 70\text{cm.}$

Poutres secondaires : $L' = 2x30 = 60\text{cm.}$

i) Armatures transversales minimales

La quantité d'armatures minimales est donnée par :

$$A_t^{min} = 0.003S_t b = 0.003x15x30 = 1.35\text{cm}^2.$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{min} = 1.35\text{cm}^2.$$

N.B : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

VII.1.3. Vérification à l'ELSa) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Disposition des armatures

✓ Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- ✓ $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓ $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

c) Etat limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci- dessous :

➤ *Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS :*

Zone		M_s	A_s	ρ_1	β_1	Kl	$\bar{\sigma}_s$	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Etages (SS1 SS2 RDC)	Travé	19,657	6,02	0,63	0,882	27,55	11,57	3,18	15	CV
	appui	-31,022	8,01	0,83	0,869	23,32	13,83	3,24	15	CV
Etages (1.2.3.4)	Travé	13,162	6,02	0,63	0,882	27,55	7,74	2,13	15	CV
	appui	-54,979	8,01	0,83	0,869	23,32	24,51	5,75	15	CV
Etages (5.6.7)	Travé	14,518	6,02	0,63	0,882	27,55	8,54	2,35	15	CV
	appui	-57,245	8,01	0,83	0,869	23,32	25,52	5,98	15	CV

Tableau VII.5 : Vérification du ferraillage des poutres principales

➤ Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS :

Zone		M_s	A_s	ρl	βl	Kl	$\bar{\sigma}_s$	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Etages (SS1 SS2 RDC)	Travé	11,603	6,02	0,74	0,875	25,15	8,21	2,02	15	CV
	appui	-18,383	9,24	1,14	0,853	19,10	8,69	1,66	15	CV
Etages (1.2.3.4)	Travé	21,129	6,02	0,74	0,875	25,15	16,12	4,06	15	CV
	appui	-32,499	9,24	1,14	0,853	19,10	16,56	3,16	15	CV
Etages (5.6.7)	Travé	24,878	6,02	0,74	0,875	25,15	17,88	4,49	15	CV
	appui	-37,774	9,24	1,14	0,853	19,10	18,13	3,46	15	CV

Tableau VII.6 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires

VII.1.4. Valeurs limites de la flèche (BAEL.99/Art B.6.5, 2)

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

- Poutres principales :

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{350} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{16,70}{10 \times 19,65} = 0,085 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6,02}{30 \times 32} = 0,0062 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire pour les poutres principales.

• **Poutres secondaires :**

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{290} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{21,13}{10 \times 24,87} = 0,085 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6,02}{30 \times 27} = 0,0074 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire pour les poutres secondaires.

Conclusion

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

Zone		Poutre principale		Poutre secondaire	
		Armature longitudinale	Armature transversale	Armature longitudinale	Armature transversale
Etages (SS1 SS2 RDC)	Travée	3HA16	Cadre(T8) S _t = 15cm	3HA16	Cadre(T8) S _t = 15cm
	appui	3HA14 + 3HA12	Cadre(T8) S _t = 8cm	6HA14	Cadre(T8) S _t = 7cm
Etages (1.2.3.4)	Travée	3HA16	Cadre(T8) S _t = 15cm	3HA16	Cadre(T8) S _t = 15cm
	appui	3HA14 + 3HA12	Cadre(T8) S _t = 8cm	6HA14	Cadre(T8) S _t = 7cm
Etages (5.6.7)	Travée	3HA16	Cadre(T8) S _t = 15cm	3HA16	Cadre(T8) S _t = 15cm
	appui	3HA14 + 3HA12	Cadre(T8) S _t = 8cm	6HA14	Cadre(T8) S _t = 7cm

Introduction

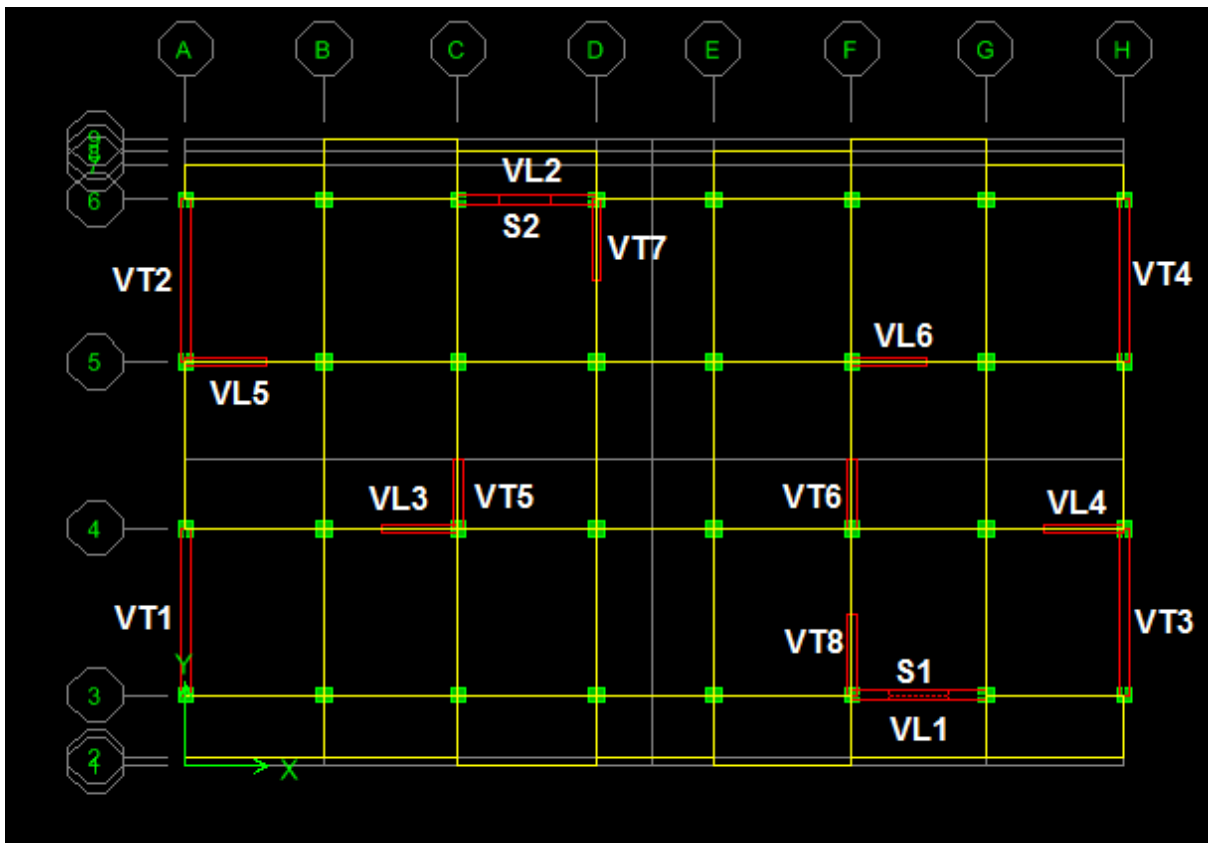
Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme
 Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 3 zones :

- **Zone I** : SS1-SS2-RDC
- **Zone II** : 1, 2, 3,4ème étage
- **Zone III** : 5, 6,7ème étage

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux direction :



VIII.1. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{cases}$$

RPA.99/modifié 2003 :

$$\begin{cases} 0,8G\mp E \\ G + Q\mp E \end{cases}$$

VIII.2 Ferraillage des trumeaux

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une méthode des bandes de largeur (d).

➤ **Exposé de la méthode**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{V_{voile}}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

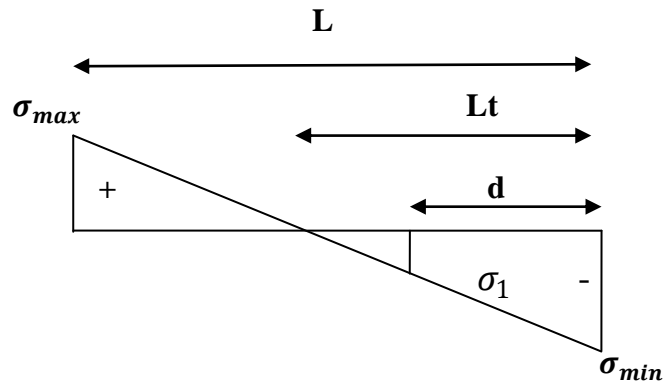
L_t : longueur tendue avec $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues:

a) Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times (Lt-d) \times e$$



La section d'armatures verticales d'une SPC est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

e : épaisseur du voile

A : section d'armatures verticales

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10%) :

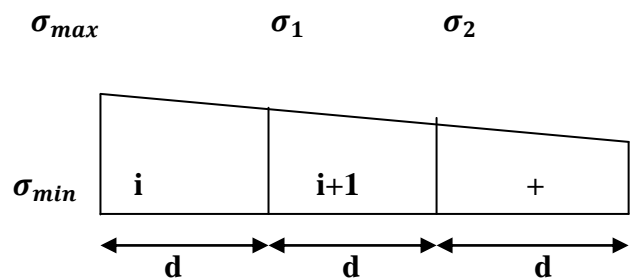
$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

b) Section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$$



Avec : La section d'armatures verticales d'une SEC est égale à :

$$A_v = \frac{N_{i+B} f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du tronçon considéré.

σ_{s2} : Contrainte dans les aciers.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

σ : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

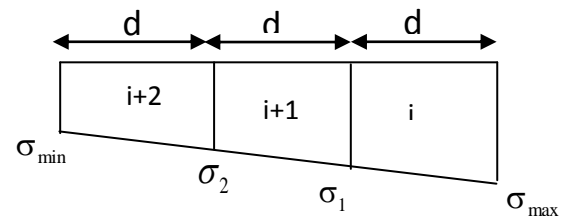
Combinaisons courantes : $\sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

c) Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$$



VIII.2.1 Armatures minimales selon les deux règlements

a) Pour une Section entièrement comprimée

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

B : section du béton comprimé

b) Pour une Section entièrement tendue

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\}$$

c) Section partiellement comprimée

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

d) Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

VIII.2.2 Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

$A_H \geq 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0.10\%B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B: section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

VIII.2.3 Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. ,Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VIII.2.4 Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VIII.2.5 Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est 4HA10

VIII.2.6 Dispositions constructives**a) Espacement**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_i \leq \min \{ 1,5e, 30\text{cm} \} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à : (Art 7.7.4.3 RPA 2003)

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

$$\varphi_{max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

IX.2.7 Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

a) Selon le RPA 2003

$$\tau_b = \frac{1.4V}{d.e} \leq \tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Avec : d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

b) Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

VIII.3 Exemple de calcul

Dans cette partie, on applique la méthode expliquée au paragraphe VIII .2

VIII.3 .1. Soit à calculer le ferrailage des voiles VT1 de la zone 1

$$L = 3,4 \text{ m}, e = 0,2 \text{ m}$$

$$B = 0,68 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{max} = 2047,87 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -5740,7 \text{ kN/m}^2$$

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = 0,89 \text{ m}$$

$L_c = 0,89 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée :

$$L_c = 0,89 \text{ m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 2,51 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$h_e = h \text{ étage} - h \text{ poutre}$

$$h_e = 2,75 - 0,35 = 2,37 \text{ cm}$$

Avec : $d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left(\frac{2,37}{2} ; \frac{2}{3} \times 0,89 \right) = 1,185\text{m}$

$d = L_t / 2 = 1,253\text{m}$.

Soit : $d_1 = 1,253\text{ m}$ donc: $d_2 = 1,253\text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (L_t - d)}{L_t} = \frac{5740,7 (2,51 - 1,253)}{2,51} = 2870,35 \text{ kN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à $N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \cdot e$

$$N_1 = \frac{5740,7 + 2870,35}{2} \times 1,253 \times 0,2 = 1078,98 \text{ kN}$$

L'effort normal dans la bande 2 est égal à $N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$

$$N_2 = \frac{2870,35}{2} \times 1,253 \times 0,2 = 359,659 \text{ kN}$$

a) Armatures verticales

-1^{ere} bande: $d_1 = 1,253\text{m}$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{1078,98}{40} = 26,97 \text{ cm}^2$$

-2^{eme} bande: $d_2 = 1,253\text{m}$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{359,659}{40} = 8,99 \text{ cm}^2$$

b) Armatures minimales

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_c} ; 0.15\% B \right\} = (13,16 \text{ cm}^2 ; 3,76 \text{ cm}^2)$$

Tell que : $Bf = L_t \times e$

-1^{ere} et la 2^{eme} bande : $d_1 = d_2 = 1,253\text{m}$

$$A_{1\min} = \max (13,16 \text{ cm}^2 ; 3,76 \text{ cm}^2) = 13,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} = 13,16 \text{ cm}^2$$

c). Armature de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 3337,87 \times 10}{400} = 13,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 13,01 \text{ cm}^2$$

D) Sections d'armatures verticales totales

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 26,97 + \frac{13,01}{4} = 30,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 8,99 + \frac{13,01}{4} = 12,24 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : 2x10 HA12=30,78cm²/d1 soit: 10HA12 /nappe avec espacement de 10 cm

2^{ème} bande : 2x6 HA12=13,56cm²/d2 soit: 6HA12/nappe avec espacement de 20 cm

e) Armatures horizontales

D'après le BAEL 91 :
$$A_H = \frac{A_{v \text{ adopté}}}{4} = \frac{26,97}{4} = 7,7 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :
$$A_H \geq 0.15\% B = 3,76 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA12 = 7,92 cm²/nappe/ml

f) Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles HA8/ml

VIII.3 .2. Vérification des contraintes de cisaillement

BAEL 91
$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{337,87 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1500} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,15 \frac{25}{1.15}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa} \text{ (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 1,25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

Selon le RPA 2003

$$\tau_b = \frac{1.4V}{d.e} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 337,87 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1500} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,75 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

a) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{B+15.A} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2120,44 \times 10^3}{200 \times 6800 + 15 \times 4434} = 2,84 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

N.B : Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

➤ **Ferrailage des Voiles VT1 et VT3**

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L(m)	3,4	3,4	3,4	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,68	0,68	0,68	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	2047,87	939,26	1965,01	
	σ_{min} [kN/m ²]	-5740,7	-3416,07	-3170,39	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	337,87	280,17	119,14	
	L _t (m)	2,51	2,67	2,10	
	L _c (m)	0,89	0,73	1,30	
	d (m)	1,253	1,333	1,050	
	σ_1 [kN/m ²]	2870,350	1708,035	1585,195	
	N (kN)	N ₁	1078,98	683,24	499,10
		N ₂	359,659	227,746	166,368
	A _v (cm ²)	A _{v1}	26,97	17,08	12,48
		A _{v2}	8,99	5,69	4,16
	A _{vj} (cm ²)		13,01	10,79	4,59
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	30,23	19,78	13,62
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	12,24	8,39	5,31
A _{min} (cm ²)		13,16	14,00	11,02	
A _v adopté (cm ²)	Bonde1	30,78	22,6	15,6	
	Bonde 2	13,56	13,56	9,36	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x10HA14	2 x10HA12	2 x10HA10
		Bonde 2	2 x6HA12	2 x6HA12	2 x 6HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		7,52	8,00	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		7,70	5,65	3,90
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/nappe	7HA12/nappe	7HA12/nappe
esp =15cm		(A=7,92cm ²)	(A=7,92cm ²)	(A=5,46m ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,552	0,458	0,195
		τ_b (MPa)	0,773	0,641	0,273
	ELS	N _s (kN)	2120,44	1504,32	629,66
σ_b (MPa)		2,84	2,05	0,88	

Tableau VIII.1 : ferrailage des voiles plain transversale (VT₁; VT3)

➤ Ferrailage des Voiles VT2et VT4

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,3	3,3	3,3	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,66	0,66	0,66	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	2862,26	1964,16	2446,65	
	σ_{min} [kN/m ²]	-5690,47	-3263,31	-3220,2	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	344,79	313,45	144,15	
	L _t (m)	2,20	2,06	1,88	
	L _c (m)	1,10	1,24	1,42	
	d (m)	1,098	1,030	0,938	
	σ_1 [kN/m ²]	2845,235	1631,655	1610,100	
	N (kN)	N ₁	937,06	504,20	452,90
		N ₂	312,353	168,066	150,966
	A _v (cm ²)	A _{v1}	23,43	12,60	11,32
		A _{v2}	7,81	4,20	3,77
	A _{vi} (cm ²)		13,27	12,07	5,55
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	26,75	15,62	12,71
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	11,13	7,22	5,16
	A _{min} (cm ²)		11,53	10,82	9,84
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	27,72	20,34	14,04
Bonde 2		13,56	13,56	13,56	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x9HA14	2 x9HA12	2 x9HA10
		Bonde 2	2 x6HA12	2x6HA12	2x6HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	16cm	16cm	16cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		6,59	6,18	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		6,93	5,09	3,51
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/nappe	7HA12/nappe	7HA10/nappe
esp =15cm		(A=7,92cm)	(A=7,92cm ²)	(A=5,46cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,580	0,528	0,243
		τ_b (MPa)	0,813	0,739	0,340
	ELS	N _s (kN)	1967,91	1376,82	574,15
σ_b (MPa)		2,73	1,94	0,83	

Tableau VIII.2 : Ferrailage des voiles plats transversales (VT2 ; VT4)

➤ Ferrailage du Voiles VL1

Zones		Zone I	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,65	
	e (m)	0,2	
	B (m)	0,53	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	2077,04	
	σ_{min} [kN/m ²]	-5651,87	
	Nature de la section	SPC	
	V _u (kN)	811,87	
	L _t (m)	1,94	
	L _c (m)	0,71	
	d (m)	0,969	
	σ_1 [kN/m ²]	2825,935	
	N (kN)	N ₁	821,44
		N ₂	273,812
	A _v (cm ²)	A _{v1}	20,54
		A _{v2}	6,85
	A _{vi} (cm ²)		31,26
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	28,35
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	14,66
	A _{min} (cm ²)		10,17
A _v adopté (cm ²)	Bonde1	30,78	
	Bonde 2	15,84	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x10HA14
		Bonde 2	2 x7HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm
		Bonde 2	13cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		5,81
	A _H /nappe (cm ²)/ml		7,70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/nappe
esp =15cm		(A=7,92cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4HA8
	contrainte	τ_u (MPa)	1,702
		τ_b (MPa)	2,383
	ELS	N _s (kN)	2008,2
		σ_b (MPa)	3,35

Tableau VIII. 3 : Ferrailage du voile plain longitudinale (VL1)

➤ Ferraillage du Voiles VL2

		Zones	Zone I	
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,75	
	e (m)		0,2	
	B (m)		0,55	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]		2072,53	
	σ_{min} [kN/m ²]		-6362,2	
	Nature de la section		SPC	
	V _u (kN)		522,98	
	L _t (m)		2,07	
	L _c (m)		0,68	
	d (m)		1,037	
	σ_1 [kN/m ²]		3181,100	
	N (kN)	N ₁		989,78
		N ₂		329,926
	A _v (cm ²)	A _{v1}		24,74
		A _{v2}		8,25
	A _{vj} (cm ²)		20,13	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4		29,78
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4		13,28
	A _{min} (cm ²)		10,89	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1		30,78
		Bonde 2		13,56
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1		2x10HA14
		Bonde 2		2x6HA12
	S _t (cm)	Bonde1		10 cm
		Bonde 2		16cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		6,22	
	A _H /nappe (cm ²)		7,70	
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/nappe	
	esp =15cm		(A=7,92cm ²)	
Armature transversal		4HA8		
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)		1,057
		τ_b (MPa)		1,479
	ELS	N _s (kN)		2041,54
		σ_b (MPa)		3,31

Tableau VIII.4: Ferraillage des voiles plats longitudinales (VL2)

➤ Ferrailage des Voiles VT7et VT8

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,625	1,65	1,675	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,325	0,33	0,335	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	1437,9	707,07	1600,76	
	σ_{min} [kN/m ²]	-5880,13	-1990,31	-3450,12	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	88,53	72,64	55,62	
	L _t (m)	1,31	1,22	1,14	
	L _c (m)	0,32	0,43	0,53	
	d (m)	0,653	0,609	0,572	
	σ_1 [kN/m ²]	2940,065	995,155	1725,060	
	N (kN)	N ₁	575,83	181,74	296,06
		N ₂	191,943	60,579	98,686
	A _v (cm ²)	A _{v1}	14,40	4,54	7,40
		A _{v2}	4,80	1,51	2,47
	A _{vj} (cm ²)		3,41	2,80	2,14
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	15,25	5,24	7,94
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5,65	2,21	3,00
	A _{min} (cm ²)		6,85	6,39	6,01
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18,48	13,56	9,36
Bonde 2		9,05	9,05	6,28	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x6HA14	2 x6HA12	2 x6HA10
		Bonde 2	2 x4HA12	2 x 4HA12	2x4HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3,92	3,65	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		4,62	3,39	2,34
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe
ep =20cm		(A=5,65cm ²)	(A=3,9cm ²)	(A=3.9cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,303	0,245	0,184
		τ_b (MPa)	0,424	0,342	0,258
	ELS	N _s (kN)	1536,5	1077,32	463,49
σ_b (MPa)		4,19	2,96	1,29	

Tableau VIII.5: Ferrailage des voiles transversales (VT7; VT8)

➤ Ferrailage des Voiles VT5et VT6

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,375	1,4	1,425	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,275	0,28	0,285	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	481,35	707,87	1057,24	
	σ_{min} [kN/m ²]	-4073,33	-1990,31	-1870,67	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	106,69	215,98	96,64	
	L _t (m)	1,23	1,03	0,91	
	L _c (m)	0,15	0,37	0,51	
	d (m)	0,615	0,516	0,455	
	σ_1 [kN/m ²]	2036,665	995,155	935,335	
	N (kN)	N ₁	375,67	154,16	127,74
		N ₂	125,223	51,385	42,579
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9,39	3,85	3,19
		A _{v2}	3,13	1,28	1,06
	A _{vi} (cm ²)		4,11	8,32	3,72
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	10,42	5,93	4,12
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	4,16	3,36	1,99
	A _{min} (cm ²)		6,46	5,42	4,78
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	11,3	7,8	7,8
		Bonde 2	9,05	6,24	6,28
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x5HA12	2 x5HA10	2 x5HA10
		Bonde 2	2 x4HA12	2x4HA10	2 x4HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	12cm	12cm	12cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,69	3,10	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		2,83	1,95	1,95
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe
	esp =20cm		(A=3,9cm ²)	(A=3,9cm ²)	(A=3,9cm ²)
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0,431	0,857	0,377
		τ_b (MPa)	0,603	1,200	0,527
	ELS	N _s (kN)	1329,22	897,94	382,24
		σ_b (MPa)	4,35	2,98	1,25

Tableau VIII.6: Ferrailage des voiles transversales (VT5; VT6)

➤ Ferrailage des Voiles VL4et VL5

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,625	1,65	1,675		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,325	0,33	0,335		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	1877,78	683,81	1129,57		
	σ_{min} [kN/m ²]	-5700,87	-2720,29	-1518,9		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		145,51	112,44	63,67	
	L _i (m)		1,22	1,32	0,96	
	L _c (m)		0,40	0,33	0,71	
	d (m)		0,611	0,659	0,480	
	σ_1 [kN/m ²]		2850,435	1360,145	759,450	
	N (kN)	N ₁	522,64	269,01	109,43	
		N ₂	174,214	89,671	36,477	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	13,07	6,73	2,74	
		A _{v2}	4,36	2,24	0,91	
	A _{vi} (cm ²)		5,60	4,33	2,45	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	14,47	7,81	3,35	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	5,76	3,32	1,52	
	A _{min} (cm ²)		6,42	6,92	5,04	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18,48	13,56	9,36	
		Bonde 2	9,05	9,05	6,28	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x6HA14	2x6HA12	2 x6HA10
			Bonde 2	2 x4HA12	2x4HA12	2 x4HA10
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10cm	
		Bonde 2	12cm	12cm	12cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,67	3,96	6,00		
A _H /nappe (cm ²)		3,85	2,83	1,95		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	5HA10/nappe	4HA10/nappe		
ep =20cm		(A=5,65cm ²)	(A=3,9cm ²)	(A=3.14cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0,497	0,379	0,211	
		τ_b (MPa)	0,696	0,530	0,296	
	ELS	N _s (kN)	1058,98	747,82	310,74	
		σ_b (MPa)	2,93	2,07	0,87	

Tableau VIII.7: Ferrailage des voiles longitudinales (VL4 ; VL5)

➤ Ferrailage des Voiles VL3et VL6

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,525	1,55	1,575	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,305	0,31	0,315	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	1197,97	1242,13	3041,32	
	σ_{min} [kN/m ²]	-6581,66	-3608,54	-4204,07	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	133,81	97,79	58,3	
	L _t (m)	1,29	1,15	0,91	
	L _c (m)	0,23	0,40	0,66	
	d (m)	0,645	0,577	0,457	
	σ_1 [kN/m ²]	3290,830	1804,270	2102,035	
	N (kN)	N ₁	636,86	312,07	288,15
		N ₂	212,286	104,024	96,050
	A _v (cm ²)	A _{v1}	15,92	7,80	7,20
		A _{v2}	5,31	2,60	2,40
	A _{vi} (cm ²)		5,15	3,76	2,24
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	17,21	8,74	7,76
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6,60	3,54	2,96
	A _{min} (cm ²)		6,77	6,05	4,80
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18,48	13,56	9,36
Bonde 2		9,05	9,05	6,28	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x6HA14	2x6HA12	2 x6HA10
		Bonde 2	2 x 4HA12	2x4HA12	2x4HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10cm
		Bonde 2	12cm	12cm	12cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3,87	3,46	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		4,62	3,39	2,34
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	5HA10/nappe	4HA10/nappe
ep =20cm		(A=5,65cm ²)	(A=3,9cm ²)	(A=3.14cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,487	0,351	0,206
		τ_b (MPa)	0,682	0,491	0,288
	ELS	N _s (kN)	1485,18	1045,73	458,99
σ_b (MPa)		4,29	3,04	1,36	

Tableau VIII.8: Ferrailage des voiles longitudinales (VL3 ; VL6)

➤ Voiles à une seule file d'ouverture : étude du trumeau VL8 ; VL9

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,95	0,95	0,95	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,19	0,19	0,19	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	814,75	609,09	937,54	
	σ_{min} [kN/m ²]	-5675,68	-4579,99	-1631,18	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	107,37	143,27	57,69	
	L _t (m)	0,83	0,84	0,60	
	L _c (m)	0,12	0,11	0,35	
	d (m)	0,415	0,419	0,302	
	σ_1 [kN/m ²]	2837,840	2289,995	815,590	
	N (kN)	N ₁	353,63	288,02	73,80
		N ₂	117,876	96,007	24,601
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8,84	7,20	1,85
		A _{v2}	2,95	2,40	0,62
	A _{vi} (cm ²)		4,13	5,52	2,22
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	9,87	8,58	2,40
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	3,98	3,78	1,17
	A _{min} (cm ²)		4,36	4,40	3,17
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	12,32	9,05	6,28
Bonde 2		6,28	6,28	6,28	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA10
		Bonde 2	2 x4HA10	2 x4HA10	2x4HA10
	S _t (cm)	Bonde 1	10 cm	10cm	10cm
		Bonde 2	10cm	10cm	12cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,49	2,52	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		3,08	2,26	1,57
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe
esp =20cm		(A=3,14cm ²)	(A=3,14cm ²)	(A=3.14cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,628	0,838	0,337
		τ_b (MPa)	0,879	1,173	0,472
	ELS	N _s (kN)	848,15	718,56	291,65
σ_b (MPa)		3,89	3,37	1,40	

Tableau VIII.9 : Ferrailage des trumeaux longitudinales (VL8 ; V L9)

➤ Ferrailage des Voiles VL1et VL2

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,85	0,85	0,85	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,17	0,17	0,17	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	1568,01	306,3	1375,04	
	σ_{min} [kN/m ²]	-6103,72	-2946,44	-1267,12	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	89,21	98,23	181,63	
	L _t (m)	0,68	0,77	0,41	
	L _c (m)	0,17	0,08	0,44	
	d (m)	0,338	0,385	0,204	
	σ_1 [kN/m ²]	3051,860	1473,220	633,560	
	N (kN)	N ₁	309,58	170,15	38,74
		N ₂	103,194	56,716	12,913
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7,74	4,25	0,97
		A _{v2}	2,58	1,42	0,32
	A _{vj} (cm ²)		3,43	3,78	6,99
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8,60	5,20	2,72
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3,44	2,36	2,07
	A _{min} (cm ²)		3,55	4,04	2,14
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9,24	6,78	4,68
Bonde 2		4,68	4,68	4,68	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 3HA14	2 x3HA12	2 x3HA10
		Bonde 2	2 x3HA10	2x3HA10	2x3HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10cm
		Bonde 2	10cm	10cm	12cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,03	2,31	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		2,31	1,70	1,17
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe
esp =20cm		(A=3,14cm ²)	(A=3,14cm ²)	(A=3.14cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,583	0,642	1,187
		τ_b (MPa)	0,816	0,899	1,662
	ELS	N _s (kN)	1073,88	759,45	295,89
σ_b (MPa)		5,63	4,06	1,61	

Tableau VIII.10 : Ferrailage des trumeaux longitudinales (VL1 ; VL2)

VIII.4 Etude des linteaux

Les linteaux sont des éléments de l'ouvrage reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leurs extrémités. Ils sont calculés en flexion simple. Dans ce cas les résultats seront donnés directement par le fichier résultat.

VIII.4.1 Méthode de calcul

Nous utilisons la méthode de calcul exposée dans le RPA99 en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures calculées aux maximales données par les règles de BAEL 91.

- **contraintes limites de cisaillement**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Avec :

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \qquad \bar{V} = 1,4T$$

b_0 : Epaisseur du linteau.

d : Hauteur utile $d = 0,9h$

h : Hauteur totale de la section brute

- **Ferrailages des linteaux**

➤ **Premier cas** : $\tau_b \leq 0,06f_{c28}$

Les linteaux sont sollicités en flexion simple et seront ferrailés avec :

- Des armatures longitudinales de flexion (A_l)
- Des armatures transversales (A_t)
- Des armatures en partie courante (aciers de peau) (A_c)

a) Armatures longitudinales

Les aciers longitudinaux intérieurs et supérieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec : $Z = h - 2.C$

h : est la hauteur totale du linteau

C : est la distance d'enrobage

M : Moment dû à l'effort tranchant

b) Armatures transversales

➤ **1^{er} cas** : linteaux long $\left(\lambda_g = \frac{l}{h} > 1\right)$

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

Avec

S : Espacement des cours d'armatures transversales

A_t : Section d'un court d'armature

V : Effort tranchant dans la section considérée

l : Portée du linteau.

➤ **2^{eme} cas** : linteaux court $\left(\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1\right)$

On doit avoir $S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$

Avec : $V = \min(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2V' \quad \text{et} \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci}, M_{cj} : Moments des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} .

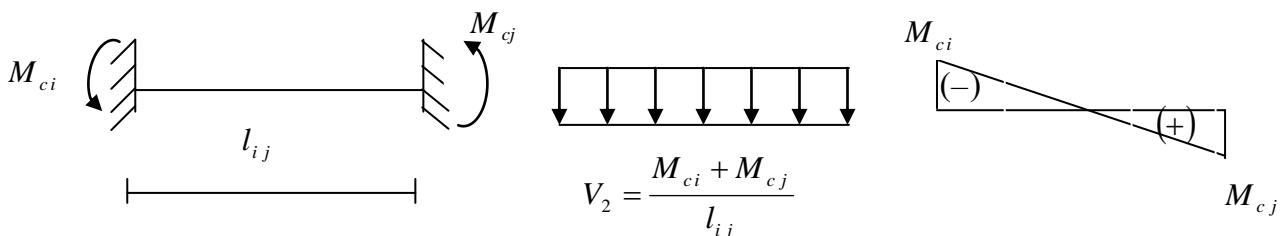


Fig. IX.5 : Représentation statique de calculs pour les linteaux courts.

➤ **Deuxième cas :** $\tau_b > 0,06f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant le minimum réglementaire.

Les efforts sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2.f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h-2c}{l} \quad V = V \text{ calculé'}$$

• **Ferraillage minimal :** Art.7.7.3.3. RPA99/VERSION 2003

◆ Armatures longitudinales

*RPA2003

$$\left(A_t A_t' \right) \geq 0.0015 bh$$

*BAEL

$$A_t \geq \{0.23f_{t28} \cdot e (h-c)\}/400$$

◆ Armatures transversales :

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0,025f_{c28} \quad A_t \geq 0,0015.b.s$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0,025f_{c28} \quad A_t > 0,0025.b.s$$

◆ Armatures en section courante (armatures de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à :

$$A_C \leq 0.002.e.h$$

◆ Armature diagonales :

$$A_D = \frac{V}{2.f_e \cdot \sin \alpha}$$

◆ Espacement minimal :

$$S_{max} = \frac{h}{2}$$

◆ Longueur d'ancrage : $l_c \geq \frac{h}{4} + 50\phi$

VIII.4.2 Exemple de calcul des linteaux

Dans le calcul des linteaux nous avons donné deux exemples de calculs :

Soit le linteau du voile (VL2), zone II

$$\left\{ \begin{array}{l} h=0,56\text{m} \\ e=0,20\text{m} \\ l=1,4\text{m} \\ V_U = 175,11\text{kN} \end{array} \right.$$

◆ Contrainte limite de cisaillement

$$\bar{V} = 1,4V_u = 245,15\text{kN}$$

$$d=0,9h = 0,9 \times 0,56 = 0,504\text{m}$$

$$\tau_b = \frac{245,15 \times 10^3}{(0,20 \times 0,504)10^6} < 0,20 \times 25$$

$$\tau_b = 2,43 < 5\text{MP}_a \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc c'est le ferraillage minimal qui sera adopté.

◆ Armatures longitudinales

***RPA2003**

$$\tau_b \geq 0,06f_{c28} = 1,5\text{MP}_a \Rightarrow A_t \geq 0,0015 \times 20 \times 56 = 1,68\text{cm}^2$$

***BAEL**

$$A_t \geq 0,23 \times 2,1 \times 20 \times (56 - 3) / 400 = 1,28\text{cm}^2$$

$$A_L = A_L' = 1,68 \text{ cm}^2$$

Soit **2HA12= 2,26cm²**

♦ Armatures transversales

$$\tau_b = 0.64 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ M}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{56}{4} = 14 \text{ cm} \Rightarrow S = 14 \text{ cm}$$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t > 0.0025 \times 20 \times 15 = 0.75 \text{ cm}^2$$

Soit **HA10 = 0,78 cm² chaque 14cm.**

♦ Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 \times 20 \times 56 = 2.24 \text{ cm}^2$$

Choix : **2HA12.**

♦ Longueur d'ancrage : $l_c \geq \frac{56}{4} + 50 \times 1 = 74 \text{ cm.}$

$$l_c = 65 \text{ cm.}$$

♦ Armatures diagonales :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h - 2c}{l} \quad \text{tg } \alpha = \frac{56 - 2 \times 3}{140} = 0.35 \Rightarrow \alpha = 19.65^\circ$$

$$A_D = \frac{175.11 \times 10}{2 \times 400 \times \sin 19.65} = 6.5 \text{ cm}^2$$

Soit **2HA16 + 2HA14 (7,1cm²)**

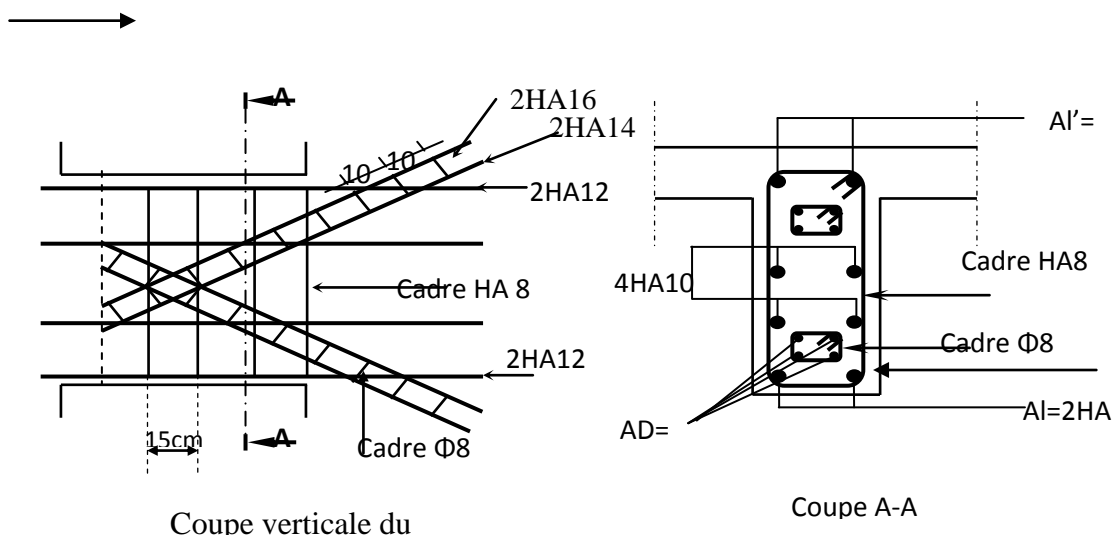


Fig. VIII.2 Schéma de ferrailage du linteau du voile VL1 en zone I

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

	ZONE	ZONE I	ZONE II	ZONE III
Contrainte de cisaillement	h	0,22	0,56	0,56
	L	1,4	1,4	1,4
	e	0,2	0,2	0,2
	$\bar{\tau}_b$	5	5	5
	τ_b	2,32	2,43	1,09
	Vu	65,9	175,11	78,46
Ferraillage des linteaux	Al, Al'	0,66	1,68	0,57
	Choix d'armature	2HA10	2HA12	2HA10
	AD (cm²)	7,25	7,1	0
	choix d'armature	4HA16	2HA16+2HA14	/
	AC (cm²)	2,24	3,12	2,24
	choix d'armature	2HA12	4HA10	4HA10
	longueur d'ancrage	56cm	65cm	65cm

Fig. VIII.3 Récapitulatif de ferraillage des linteaux S1

VIII.4.3.Exemple de calcul II

Les caractéristiques géométriques du Linteau :

$$h = 0,56 \text{ m}$$

$$l = 1,4 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$\tau_b < 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

♦ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\bar{V} = 1,4Vu = 109,84 \text{ kN}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,56 = 0,504 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{109,84 \times 10^3}{(0,20 \times 0,504) 10^6} < 0,20 \times 25$$

$$\tau_b = 1,09 < 5 \text{ MPa}$$

♦ **Armatures longitudinales :**

$$\tau_b = 1,09 \text{ MPa} < 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_c}$$

$$A_l = \frac{109,84 \times 10}{50 \times 40} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 2\text{HA}10 \Rightarrow A_l = 1,56 \text{ cm}$$

c) **Armatures transversales :**

$$\lambda g = 140/56 = 2,5 > 1 \Rightarrow \text{linteaux long}$$

$$S \leq \frac{A_t \times f_c \times z}{V} \Rightarrow A_t \geq \frac{S \times V}{f_c \times Z} \Rightarrow A_t \geq \frac{14 \times 78,46 \times 10}{40 \times 50} = 5,49 \text{ cm}^2$$

Donc on a une section de : **8HA10/ml = 6,24 cm²**.

	ZONE	ZONE I	ZONE II	ZONE III
Contrainte de cisaillement	h	0,78	0,56	0,56
	L	1,4	1,4	1,4
	e	0,2	0,2	0,2
	$\bar{\tau}_b$	5	5	5
	τ_b	1,62	3,55	1,18
	Vu	162,63	255,8	80,57
	Ferrailage des linteaux	Al, Al'	2,34	1,68
Choix d'armature		2HA14	2HA12	2HA10
AD (cm²)		5,68	7,41	0
choix d'armature		4HA14	4HA16	/
AC (cm²)		3,12	2,24	2,24
choix d'armature		6HA10	4HA10	4HA10
longueur d'ancrage		80 cm	65 cm	65 cm

Fig .VIII.3 Récapitulatif de ferrailage des linteaux S2

Introduction

Le mur plaque est prévu sur le côté amont de la structure pour reprendre les poussées des terres ainsi que les charges d'exploitation. Sa hauteur est de **5,57 m** et une épaisseur minimale exigée par le RPA 99 qui doit ≥ 15 cm (**Art 10.1.2**). On optera pour notre cas à une épaisseur de 20 cm. Son calcul est indépendant des autres éléments de la construction.

Le voile plaque est réalisé en béton armé, celui-ci est revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1 cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux

IX.1 Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

Surcharge éventuelle: $q=10$ kN/m².

Poids volumique des terres : $\gamma =18$ kN/m³.

Angle de frottement : $=30^\circ$.

Cohésion : $C = 0$

La contrainte de Sol : $\sigma_{sol}= 2$

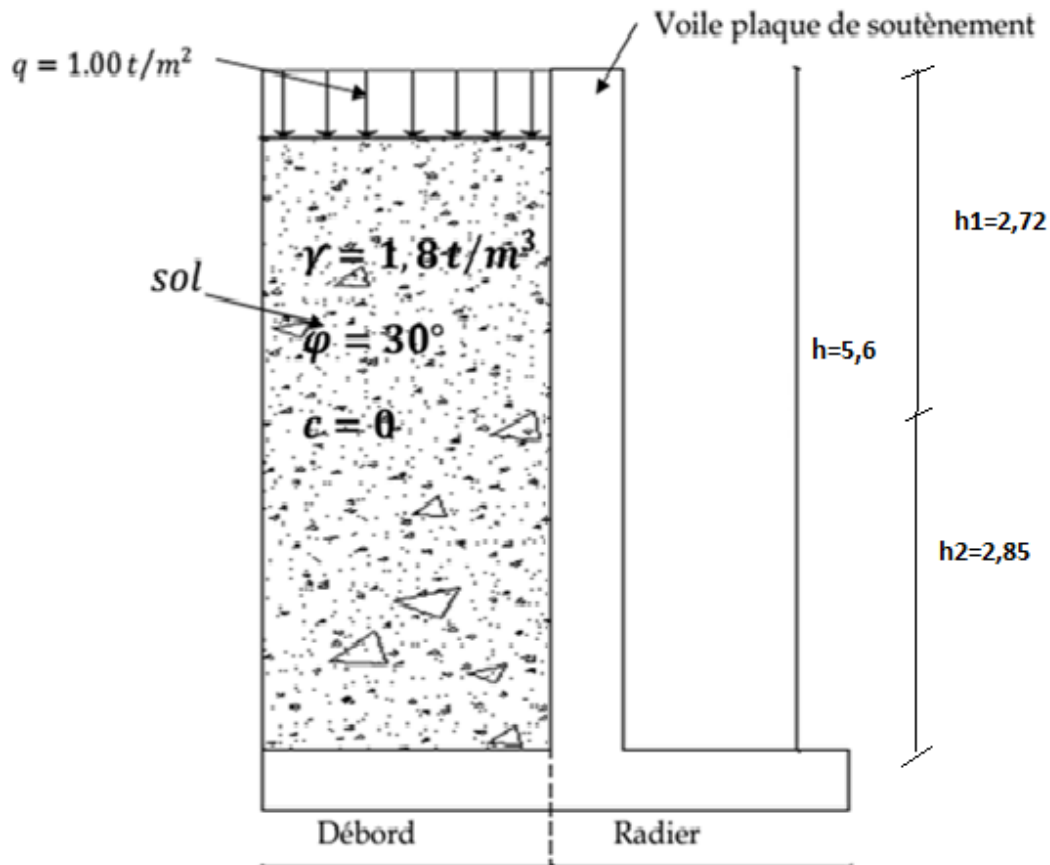


Fig IX.1.voile plaque

➤ Contrainte de sollicitations

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur plaque. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : angle de frottement interne

Donc : $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0,5$

IX.2 Calcul des sollicitations

$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 5,6 \text{ m}$

ELU:

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times (1.5 \times 10) = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 5,6 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1.35 \times 18 \times 5,6 + 1.5 \times 10) = 75,54 \text{ kN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 5,6 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 (10 + 18 \times 5,6) = 50,40 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 75,54 \text{ kN}$$

$$Q_s = 50,40 \text{ kN}$$

IX.2.1 Diagramme des contraintes

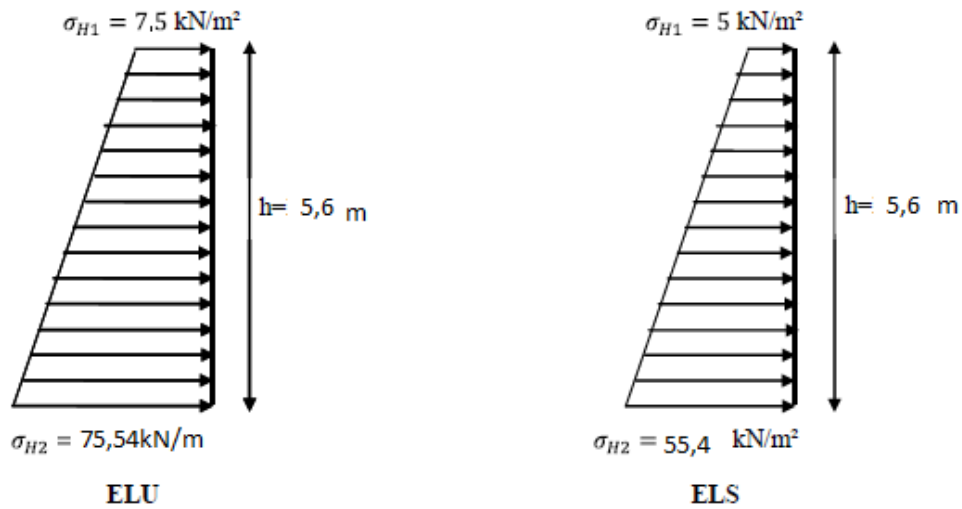


Fig IX.2. diagrammes des contraintes

VII.2.2 Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 75,5 + 7,5}{4} = 58,53 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 55,4 + 5}{4} = 42,8 \text{ kN/ml}$$

IX.3 Ferrailage du voile plaque

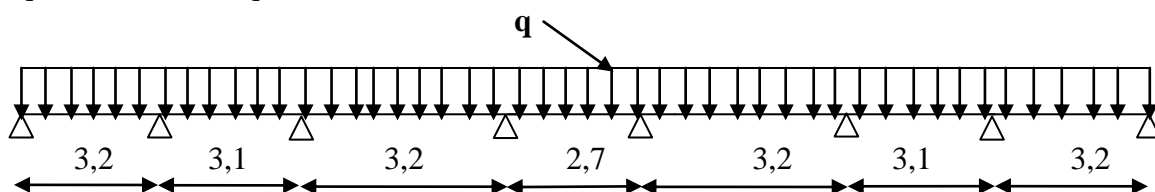
a) Méthode de calcul

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

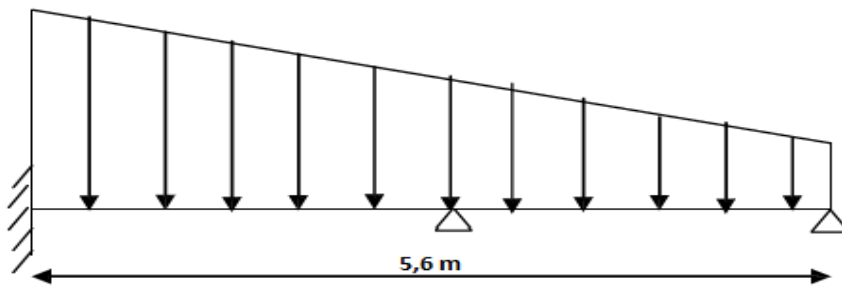
b) Schéma statique

Sens x-x :

$q_u = 58,53 \text{ kN/ml}$, $q_s = 42,8 \text{ kN/ml}$



Sens z-z:



Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel ETABS et les résultats sont représentés dans les figures ci-après :

Sens x-x

ELU :

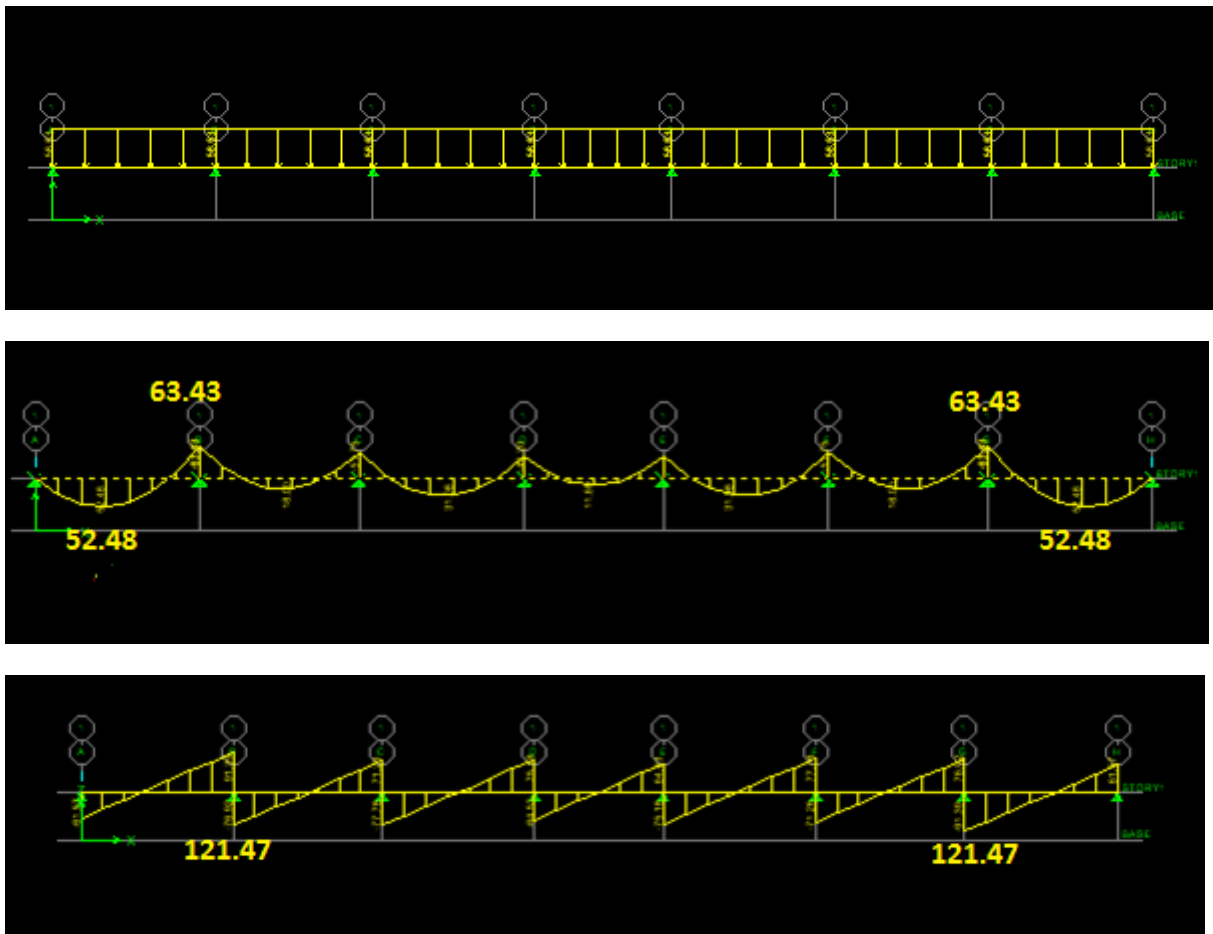


Fig.IX.3.digrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

ELS :

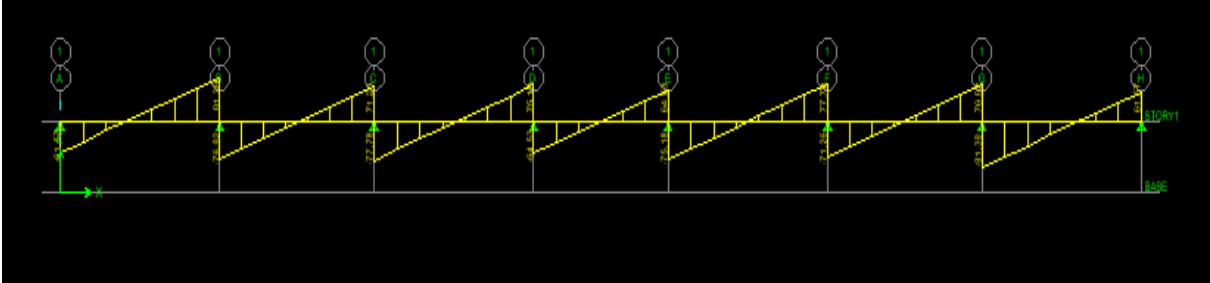
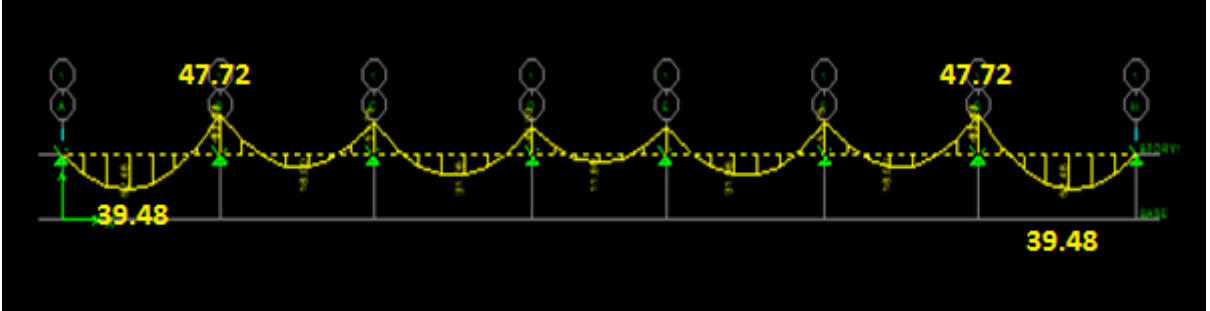
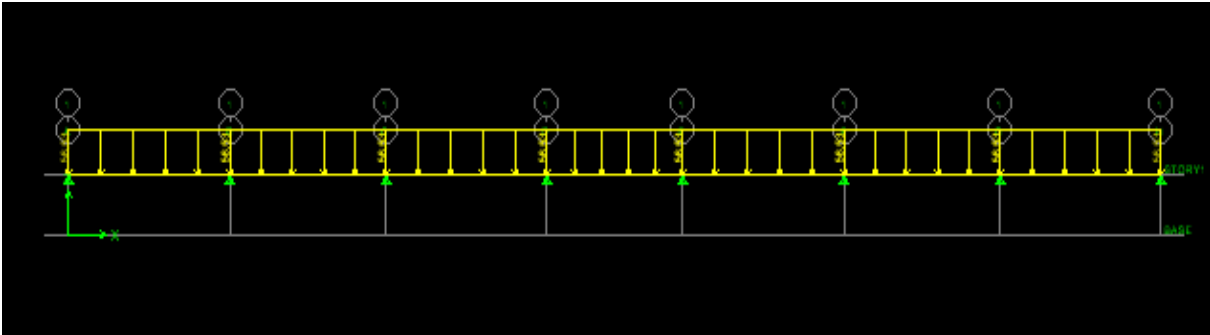


Fig.IX.4.digrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

Sens z-z

ELU :

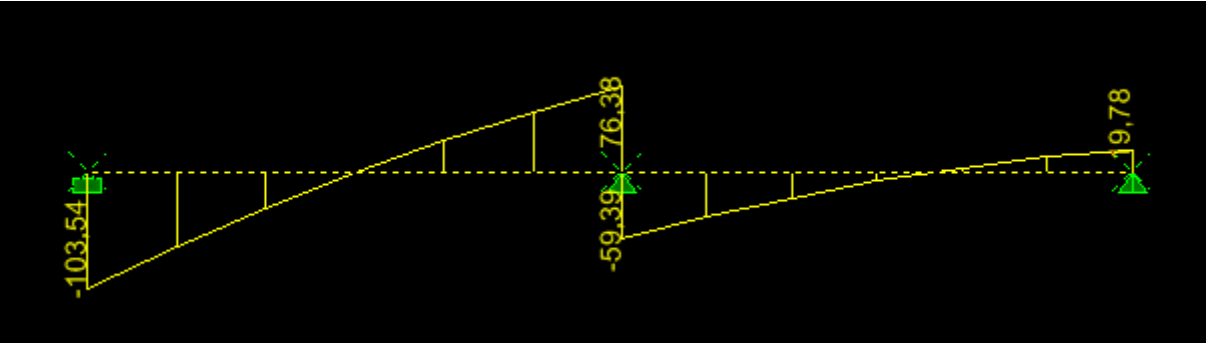
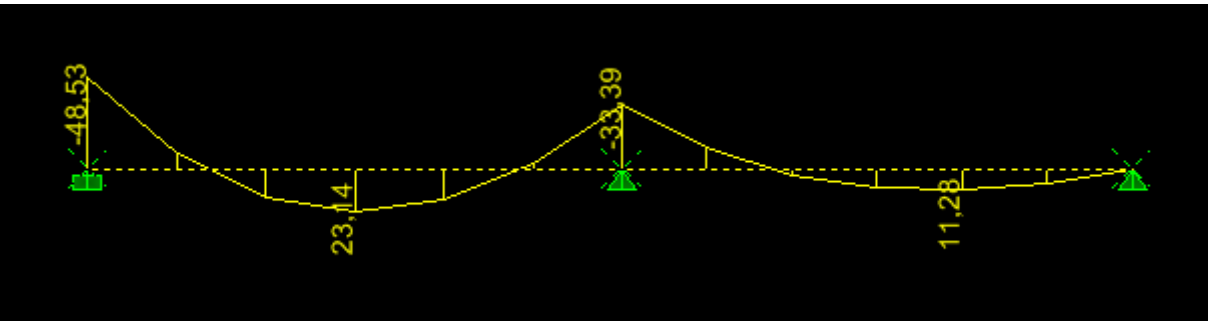
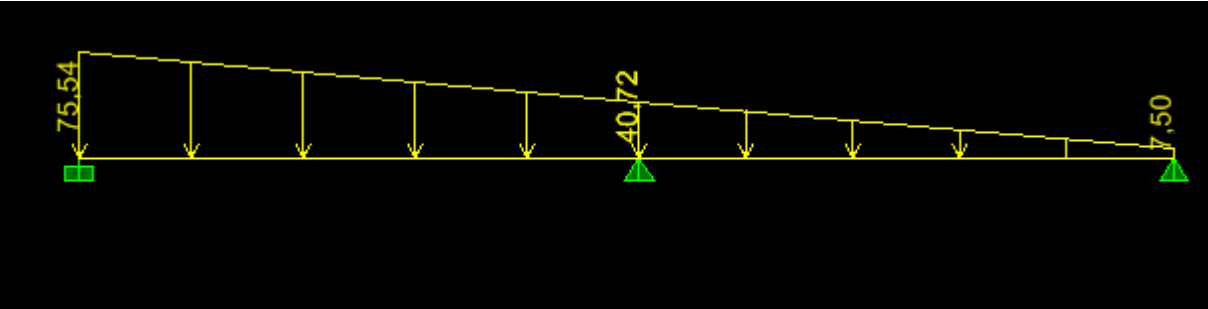


Fig.IX.5.digrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

ELS :

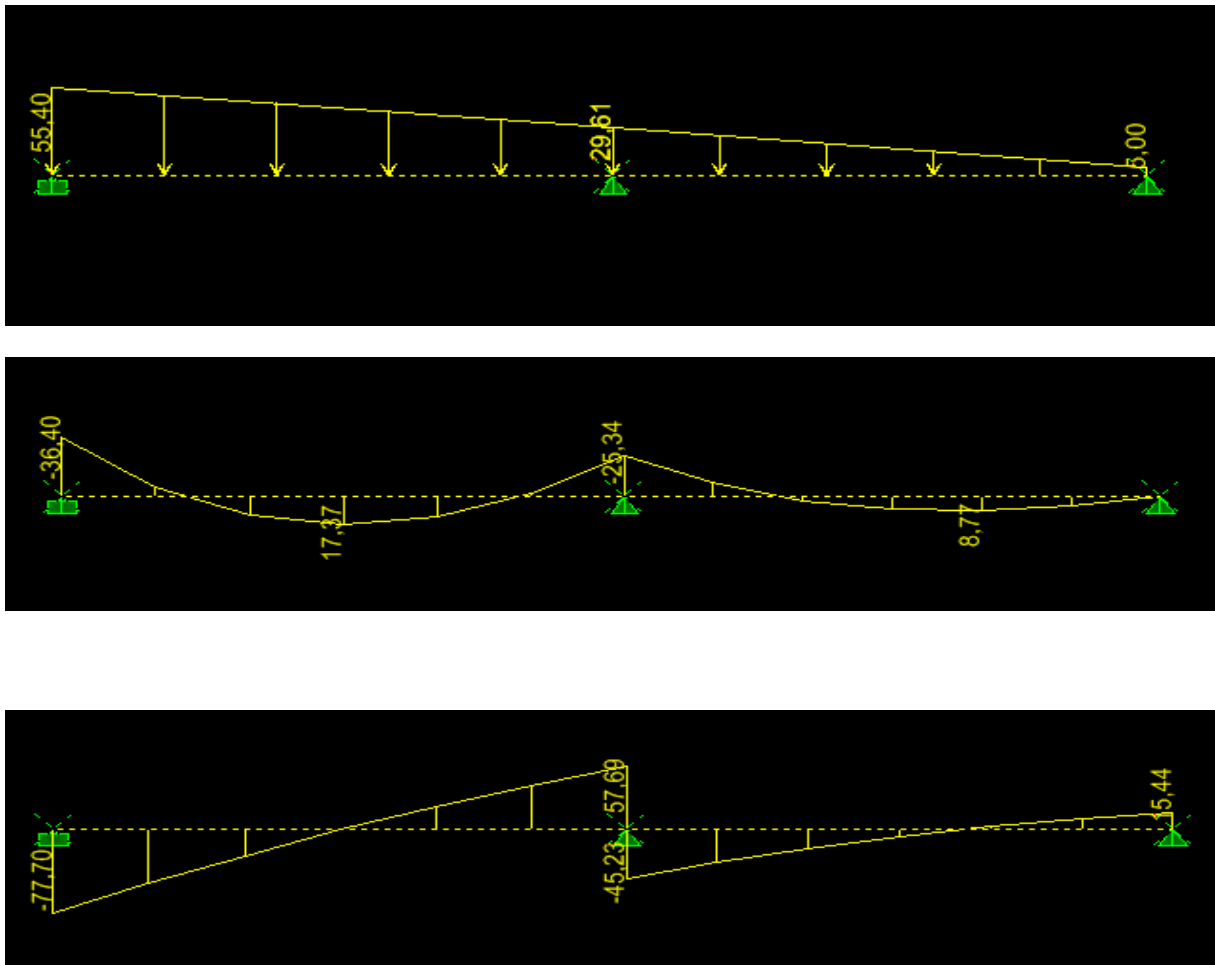


Fig.IX.6.digrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

IX.3.1 ferrailage à l'ELU

Le ferrailage du voile plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur $b=1$ m et d'épaisseur $e_p=20$ cm.

Efforts internes	Sens (x-x)	Sens (z-z)
M_{au} [kNm]	63,43	48,53
M_{tu} [kNm]	52,48	23,14
M_{as} [kNm]	47,72	36,40
M_{ts} [kNm]	39,48	17,37
$T_{u \max}$ [kN]	121,47	103,54

Fig.IX.1.tableau des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

a) Armatures dans le sens x-x

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}} = \frac{63,43 \times 10^6}{170^2 \times 1000 \times 14.2} = 0,154 < 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{Section simplement armée}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,154 \rightarrow \beta = 0,916$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{63,43 \times 10^4}{170 \times 0,916 \times 348} = 11,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{9 \text{ HA } 16} = 18,08 \text{ cm}^2$$

b) Armatures dans le sens z-z

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}} = \frac{48,53 \times 10^6}{170^2 \times 1000 \times 14.2} = 0,118 < 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{Section simplement armée}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,118 \rightarrow \beta = 0,937$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{48,53 \times 10^4}{170 \times 0,916 \times 348} = 8,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{9 \text{ HA } 14} = 13,86 \text{ cm}^2$$

IX.3.2 vérification à l'ELU➤ Section minimale

- Selon le BAEL 91/99 (Condition de non fragilité)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \frac{2.1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2.$$

- Selon le RPA99/2003

La section minimale d'armatures verticales et horizontales est de 0,1%.

$$A_{min} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Sens x-x:

$$A_{adoptée} = 18,08 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Sens z-z :

$$A_{adoptée} = 13,86 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Armatures transversales

$$\emptyset \geq \frac{\emptyset}{3} = \frac{14}{3} = 4,67$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\emptyset = 8 \text{ mm}$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1,1/BAEL)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min\{0,1 f_{c28} ; 4\text{MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{\max} = 121,47 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{121,47 \times 1000}{1000 \times 170} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barre :
(BAEL91.Art .A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

➤ **Sens x-x**

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 9 \times 3,14 \times 1,6 = 45,22$$

$$\tau_{se} = \frac{121,47 \times 1000}{0,9 \times 170 \times 452,2} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens z-z**

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 9 \times 3,14 \times 1,4 = 39,56$$

$$\tau_{se} = \frac{103,54 \times 1000}{0,9 \times 170 \times 395,6} = 1,71 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

IX.3.3 vérification à l'ELS**➤ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

La fissuration est considérée préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_s \leq \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110 \overline{n \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_s < \overline{\sigma_{st}}$

➤ Sens x-x

La section d'armatures adoptée est $A_s=18,08 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 18,08}{100 \times 17} = 1,063 \longrightarrow \beta_1 = 0,858 \longrightarrow K_1 = 20,08$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{47,72 \times 10^3}{0,858 \times 170 \times 18,08} = 180,85 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{180,85}{20,08} = 9,01 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,01 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens z-z

La section d'armatures adoptée est $A_s=13,86 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 13,86}{100 \times 17} = 0,815 \longrightarrow \beta_1 = 0,871 \longrightarrow K_1 = 23,76$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{36,4 \times 10^3}{0,815 \times 170 \times 13,86} = 189,55 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{189,55}{23,76} = 7,97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,97 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Introduction

On appelle fondation toute partie enterrée d'un ouvrage conçue pour reprendre la charge de la superstructure et la transmettre au sol de fondation.

Le choix du type de fondation dépend des critères suivants :

- La nature du terrain et la profondeur de la couche résistante.
- Le type d'ouvrage à fonder (l'intensité des forces à transmettre et de façon dont ces forces sont transmises aux massifs de fondation.
- Les matériaux utilisés (béton, béton armé, béton précontraint...)
- Le site.
- L'économie

Remarque

- les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur.
- Pour le cas de notre structure, nous avons 2 poteaux de la cage d'escalier qui se trouvent à un niveau différent par rapport aux autres poteaux on opte pour une fondation à part.

❖ Classification des fondations

Fonder un ouvrage consiste à répartir les charges et les surcharges qu'il supporte sur le sol ou dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

On distingue deux types de fondation :

a) Fondation superficielles

Ces semelles sont utilisées lorsque la couche résistante de terrain est capable de reprendre les Charges et les surcharges de la construction, se trouve à une faible profondeur (semelles isolées, filantes et les radiers).

b) Fondation profondes

Ce type de fondation est généralement utilisé dans le cas où le bon sol se trouve à une profondeur importante ; il s'agit de fondations sur puits si cette profondeur est entre 2 et 5 m mais si elle dépasse les 5 m on opte alors pour des fondations sur pieux).

❖ Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X.1 Calcul des fondations

IX.1.1 Semelles filantes sous voile et sous poteaux

a) Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} .L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

➤ **Surfaces des semelles filantes sous voiles :**

voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VT ₁	2120,44	3,4	3,12	10,60
VT ₂	1533,02	3,3	2,32	7,65
VT ₃	1665,2	3,4	2,45	8,33
TT ₄	1967,91	3,3	2,98	9,83
VT ₅	1321,07	1,375	4,8	6,6
VT ₆	1329,22	1,375	4,83	6,65
VT ₇	749,44	1,625	2,3	3,74
VT ₈	1297,36	1,625	3,99	6,48
•				59,88
•				

Tableau X.1 semelles filantes sous voiles (sens transversal)

voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VL ₁	1544,26	2,65	2,91	7,71
VL ₂	1655,14	2,75	3	8,25
VL ₃	896,91	1,525	2,94	4,48
VL ₄	949,32	1,625	2,92	4,74
VL ₅	1058,95	1,625	3,26	5,3
VL ₆	1485,8	1,525	4,87	7,42
				37,9

Tableau X.2 semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_v = \sum S_i = 97,78 \text{ m}^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b) Semelles filantes sous poteaux

✓ **Hypothèse de calcul**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle

✓ **Etape de calcul**

1- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$

3- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$ \implies Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ \implies Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{6} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

On fera les calculs sous le portique transversal (B),

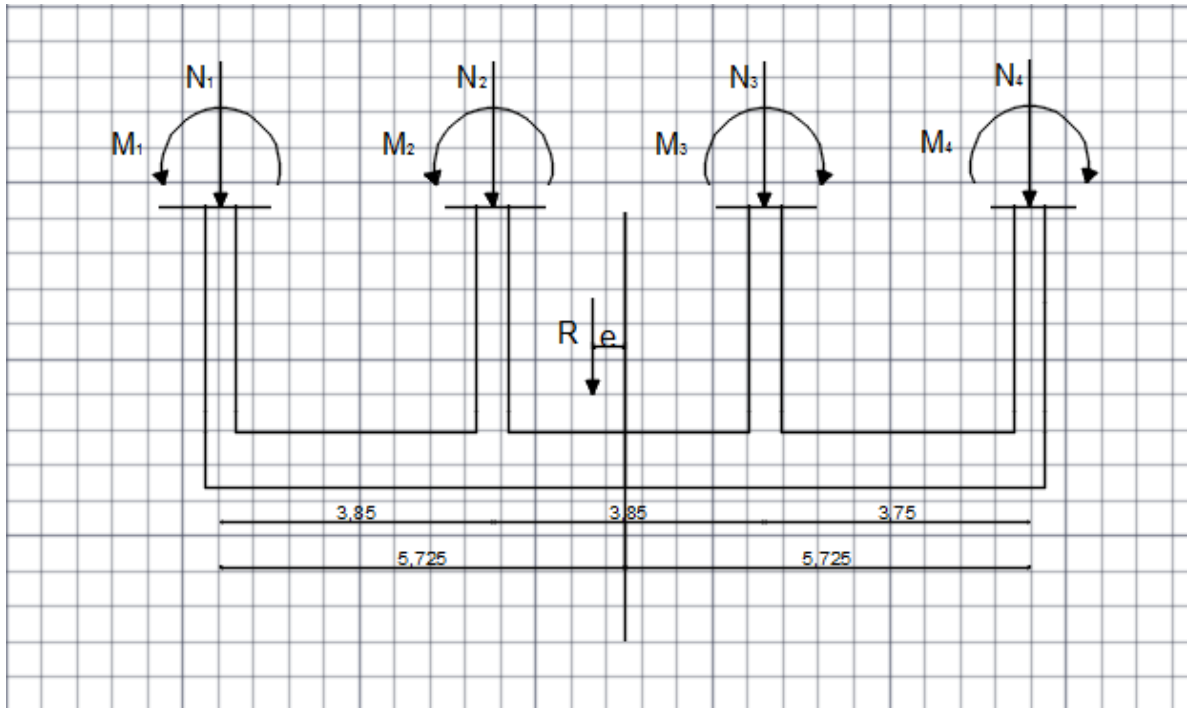


Figure X-1 : répartition des efforts dans la semelle

Poteaux	N _{ser}	M _i	e _i (m)	N _{ser} × e _i
5	1018,77	-6,404	-5,725	-5832,45
8	833,5	5,427	-1,875	-1562,81
6	747,01	0,023	1,975	1475,34
7	681,33	-0,557	5,725	3900,61
somme	3280,61	-1,504	/	-2019,31

Tableau X. 3 : Résultante des charges sous poteaux.

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 3280,61$ kN

✚ Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{-2019,31 - 1,504}{3280,61} = -0,62$$

$$e = 0,62 \leq \frac{11,45}{6} = 1,90 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3280,61}{11,45} \left(1 + \frac{6 \times 0,62}{11,45} \right) = 379,60 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3280,61}{11,45} \left(1 - \frac{6 \times 0,62}{11,45} \right) = 239,97 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3280,61}{11,45} \left(1 + \frac{3 \times 0,62}{11,45} \right) = 333,06 \text{ kN/ml}$$

✚ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{333,06}{200} = 1,70 \text{ m}$$

On prend : $B = 1,70 \text{ m}$.

On aura donc, $S = 1,70 \times 11,45 = 19,46 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S_p \times n + S_v$

$$S_t = 19,46 \times 8 + 97,78 = 253,46 \text{ m}^2$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{253,46}{320,01} = 0,79 \implies 79 \% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 79% de la surface du bâtiment.

✓ Conclusion

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte le choix d'un radier général.

X.2. Etude du Radier général

Un radier général est un type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction. Il se calcule comme une dalle renversée

X.2.1 Pré-dimensionnement du radier

❖ *le radier*

✓ la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

✓ les conditions forfaitaires

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h \leq \frac{l_{max}}{5} \quad \text{avec } l_{max} = 385\text{cm}$$

$$\frac{385}{8} = 48,12 \leq h \leq \frac{385}{5} = 77 \longrightarrow h_r = 70 \text{ cm.}$$

✓ condition de longueur d'élasticité

$$L_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{K.b}} > \frac{2}{\pi}.L_{max}$$

Avec : L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{max} : La distance maximale entre deux voiles successifs.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h > \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b=1\text{m}$)

E : Le module de Young : $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$

$$h > \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3,85\right)^4 \frac{34 \times 0}{10818.86}} = 0,73\text{m}$$

Nous optons pour une hauteur de nervure $h_r = 80 \text{ cm.}$

❖ **Dalle**

la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20} = 385/20 = 19,25\text{cm} \longrightarrow h_d = 40 \text{ cm.}$$

❖ **nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = 385/10 = 38,5\text{cm} \longrightarrow h_t = 40\text{cm.}$$

-La base de la nervure

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \iff 0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 32\text{cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

On prend $b_n = 55 \text{ cm}$

Remarque

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- $h_r = 80 \text{ cm}$ \Rightarrow hauteur du radier
- $h_n = 40 \text{ cm}$ \Rightarrow hauteur de la nervure
- $h_d = 40 \text{ cm}$ \Rightarrow hauteur de la dalle
- $b_n = 55 \text{ cm}$ \Rightarrow Largeur de la nervure

X.2.2 Détermination de la surface nécessaire au radier

A P'ELU : $1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 28236,52 + 1,5 \times 5424,86 = 46256,59 \text{ kN}$

A P'ELS : $G + Q = 28236,52 + 5424,86 = 33661,38 \text{ kN}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{46256,59}{1,33 \times 200} = 173,9 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{33661,38}{200} = 126,54 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 173,9 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 320,01 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = 173,9 \text{ m}^2$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

Soit un débord de **$L_{\text{déb}} = 40 \text{ cm}$** .

on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S + S_{\text{deb}}$

$$S_{\text{rad}} = 262,9 + 0,4 \times (22 + 11,95) = 276,48 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale : **$S_{\text{rad}} = 276,48 \text{ m}^2$**

X.2.3 Détermination des efforts à la base du radier

a) Charges permanentes

Poids de bâtiment : $G = 25445,86 \text{ kN}$

- **Poids de radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

Poids de la dalle : $P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$

$$P_{\text{dalle}} = (276,48 \times 0,40) \times 25 = 2764,8 \text{ kN}$$

- **$P_{\text{dalle}} = 2764,8 \text{ kN}$**

Poids de la nervure : $P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_n = [(0,55 \times 0,40) \times 22 \times 4] + [(0,55 \times 0,40) \times 9,75 \times 8] \times 2 \times 5$$

$$P_n = 913 \text{ kN}$$

- **Poids de TVO :**

$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0,55 \times 22 \times 4) + (0,6 \times 9,75 \times 8) = 95,2 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = [(276,48 - 95,2) \times (0,8 - 0,40)] \times 17 = 1232,7 \text{ kN.}$$

$$P_{\text{tvo}} = 1232,7 \text{ kN}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{\text{df}} = 276,48 \times 0,1 \times 25 = 691,2 \text{ kN. (} e_p = 10 \text{cm).}$$

$$G_{\text{rad}} = 2764,8 + 913 + 1232,7 + 691,2 = 5601,7 \text{ kN}$$

$$G_{\text{rad}} = 5601,7 \text{ kN}$$

b) Charges d'exploitation

Surcharges du bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 5424,86 \text{ kN}$

Surcharges du radier : $Q_{\text{rad}} = 2,5 \times 276,48 = 691,2 \text{ Kn}$

c) Poids total de la structure

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{sup} = 5601,7 + 28236,52 = 33838,22 \text{ kN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{sup} = 691,2 + 5424,86 = 6116,06 \text{ kN}$$

Combinaisons d'action

A l'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 54855,69 \text{ kN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 39954,28 \text{ kN}$

X.2.4 Calcul des caractéristiques géométriques du radier

• Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 10,62 \text{ m} \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 5,8 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

• Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{b X h^3}{12} = \frac{22 \times 11,95^3}{12} = 3128,56 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h X b^3}{12} = \frac{11,95 \times 22^3}{12} = 10603,63 \text{ m}^4$$

X.2.5 Vérifications

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$.

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{54855,69 \times 1}{276,48} \times \frac{3,85}{2} = 381,93 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{381,93 \times 1000}{1 \times 1000 \times 0,36 \times 1000} = 1,06 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_j(K=0)$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_j(K=0)$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{ELU: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\text{ELS: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 54855,69 \text{ kN}$$

$$N_s = 39954,28 \text{ kN}$$

• **Sens longitudinal**

✓ **ELU :**

$$M_x = 8465,94 + (1322,53 \times 0,8) = 8731,79 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} V = \sigma_1 = \frac{54855,69}{276,48} + \frac{8731,79}{3128,56} \times 10,62 = 228,05 \text{ kN/m}^2$$

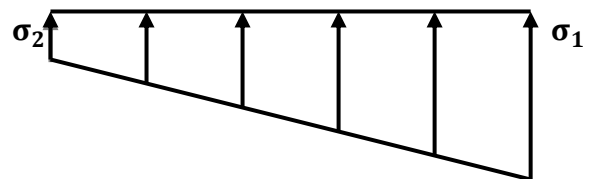


Fig. X.2 : Diagramme des contraintes

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} V = \sigma_2 = \frac{54855,69}{276,48} - \frac{8731,79}{3128,56} \times 10,62 = 168,76 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 228,05 + 168,76}{4} = 213,22 \text{ KN/m}^2 ; \quad 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_1 = \frac{39954,28}{276,48} + \frac{8731,79}{3128,56} \times 10,62 = 174,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_2 = \frac{39954,28}{276,48} - \frac{8731,79}{3128,56} \times 10,62 = 114,87 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 174,15 + 114,87}{4} = 159,33 \text{ kN/m}^2 ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Sens transversale

$$M_y = 8414,16 + (1487,55 \times 0,8) = 8811,99 \text{ kN.m}$$

✓ ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} V = \sigma_1 = \frac{54855,69}{276,48} + \frac{8811,99}{10603,63} \times 5,8 = 203,22 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} V = \sigma_2 = \frac{54855,69}{276,48} - \frac{8811,99}{10603,63} \times 5,8 = 193,58 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 203,22 + 193,58}{4} = 200,81 \text{ kN/m}^2 ; \quad 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} V = \sigma_1 = \frac{39954,28}{276,48} + \frac{8811,99}{10603,63} \times 5,8 = 149,33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} V = \sigma_2 = \frac{39954,28}{276,48} - \frac{8811,99}{10603,63} \times 5,8 = 139,69 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 149,33 + 139,69}{4} = 146,92 \text{ KN/m}^2 ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \implies \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification au poinçonnement : (BAEL99 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

h : Epaisseur totale du radier

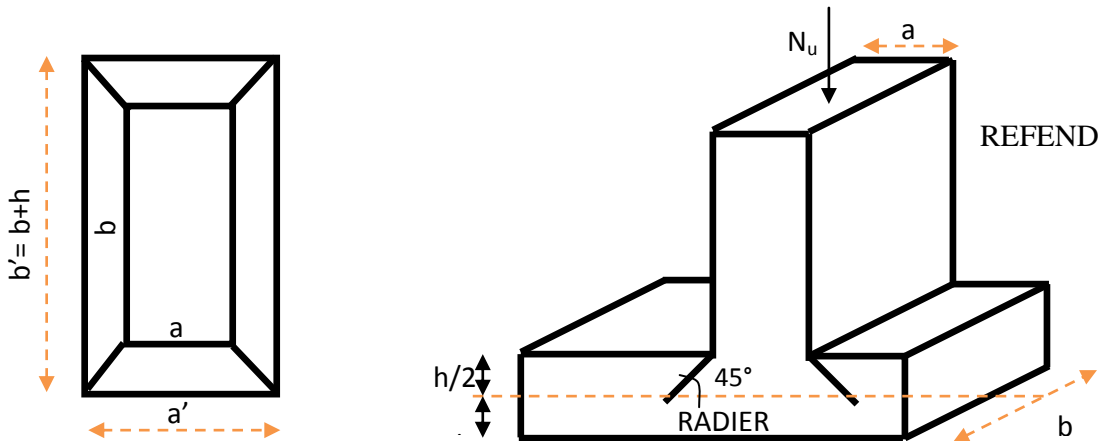


Fig .X .3. Périmètre utile des voiles et des poteaux

❖ Vérification pour les poteaux

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2 = (0,45+0,45+2 \times 0,8) \times 2 = 5 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5 \times 0,8 \times 25000}{1,5} = 4666,66 \text{ kN}$$

$$N_u = 1632,26 \leq N_u = 4666,66 \text{ kN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification pour les voiles

On considère une bande de 01 ml du voile

$$\mu_c = (a' + b') = (a+b+2h) \times 2 = (0,2+1+2 \times 0,8) \times 2 = 5,6 \text{ m}$$

$$\overline{N_u} = \frac{0,045 \times 5,6 \times 0,8 \times 25000}{1,5} = 5226,66 \text{ kN}$$

$N_u = 2904,68 \leq N_u = 5226,66 \text{ kN} \implies$ Condition vérifiée

X.3 Ferrailage du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91

❖ **Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés**

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4 \implies$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $0,4 < \alpha \leq 1 \implies$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_x \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ Avec } (L_x < L_y)$$

Remarque

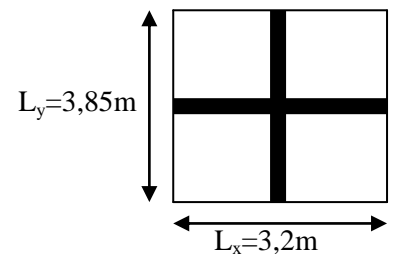
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les Calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité**

$$L_x = 3,2 \text{ m} ; L_y = 3,85 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,2}{3,85} = 0,83$$

$0,4 < \rho \leq 1 \implies$ La dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{s_{\text{rad}}} = (213,22 - 1,35 \frac{5601,7}{276,48}) \times 1\text{m} = 185,86\text{kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{s_{\text{rad}}} = (159,33 - \frac{5601,7}{276,48}) \times 1\text{m} = 139,07\text{kN/ml}$$

❖ Calcul à l'ELU :

➤ Evaluation des moments M_x , M_y

$$\rho = 0,83 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,649 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0,0528 \times 185,86 \times 3,2^2 = 100,49 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,649 \times 100,49 = 65,21 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Remarque

✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments Calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

X.3.1 Ferrailage dans le sens x-x

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-x} = 100,49 \times 0,5 = 50,24 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-x} = 100,49 \times 0,75 = 75,37 \text{ kN.m}$

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{50,24 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,028 \quad \beta_u = 0,986$$

$$A_{au} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{50,24 \times 10^3}{0,986 \times 36 \times 348} = 4,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{au} = 4,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: 5HA12/ml = 5,65 cm²/ml

Avec : **St = 20cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{75,37 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,040 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,040 \quad \beta_u = 0,980$$

$$A_{au} = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{75,37 \times 10^3}{0,980 \times 36 \times 348} = 6,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{au} = 6,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: 5HA14/ml = 7,7 cm²/ml

Avec : **St = 20 cm**

X.3.2 Ferrailage dans le sens y-y

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-y} = 65,21 \times 0,5 = 32,6 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-y} = 65,21 \times 0,75 = 48,91 \text{ kN.m}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{32,6 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,018 \quad \beta_u = 0,991$$

$$A_{au} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{32,6 \times 10^3}{0,991 \times 36 \times 348} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{au} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: 5HA12/ml = 5,65 cm²/ml

Avec : St = 20cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{48,91 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,026 \quad \beta_u = 0,987$$

$$A_{au} = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{48,91 \times 10^3}{0.987 \times 36 \times 348} = 3,95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{au} = 3,95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 5HA12ml = 5,65cm²/ml

Avec : St = 20cm

Remarque

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit Inferieur

X.3.3 Vérification à l'E.L.U

- **Vérification de la condition de non fragilité**

Avec $A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$

$\delta_0 = 0.8 \text{ ‰}$ pour les HA

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \left(\frac{3-0,83}{2} \right) = 3,47 \text{ cm}^2$$

		A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
x-x	ELU	5,65	3.792	Condition Vérifiée
		7,7		Condition Vérifiée
y-y	ELU	5,65		Condition Vérifiée
		5,65		Condition Vérifiée

Tableau X.4 : vérification de la section minimale

X.3.4 Calcul et vérification à l'E.L.S

➤ **Evaluation des moments M_x et M_y**

$$\rho = 0,83 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,7518 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0,0596 \times 139,07 \times 3,2^2 = 84,87 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,7518 \times 84,87 = 63,81 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 84,87 \times 0,5 = 42,43 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 84,87 \times 0,75 = 63,65 \text{ kN.m}$.

Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 63,81 \times 0,5 = 31,90 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 63,81 \times 0,75 = 47,86 \text{ kN.m}$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

Sens x-x :

- Aux appuis: $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} =, \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 36} = 0,156 \implies \begin{cases} \beta = 0,935 \\ K_1 = 61,92 \implies K = 0,016 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{42,43 \times 1000}{0,935 \times 36 \times 5,65} = 223,10 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 3,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée.**

- En travées $A_s = 7,7 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} =, \rho = \frac{100 \times 7,7}{100 \times 36} = 0,214 \implies \begin{cases} \beta = 0,925 \\ K_1 = 51,67 \implies K = 0,019 \end{cases}$$

$$\sigma_s = 248,23 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 4,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies$ **condition vérifiée.**

Sens y-y :

Appuis :

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} =, \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 36} = 0,157 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,935 \\ K1 = 61,92 \longrightarrow K = 0,016 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{31,90 \times 1000}{0,935 \times 36 \times 5,65} = 167,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 2,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Travée :

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} =, \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 36} = 0,157 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,935 \\ K1 = 61,92 \longrightarrow K = 0,016 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{47,86 \times 1000}{0,935 \times 36 \times 5,65} = 251,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 4,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

X.4. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur

ELU: $q_{um} = 185,86 \text{ kN/ml}$.

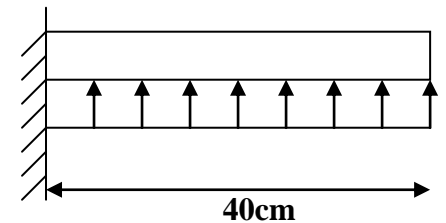
$$M_u = \frac{q_{um} X L^2}{2} = \frac{185,86 \times 0,4^2}{2} = 14,87 \text{ kN.}$$

ELS: $q_{sm} = 139,07 \text{ KN/ml}$.

$$M_s = \frac{q_{sm} X L^2}{2} = \frac{139,07 \times 0,4^2}{2} = 11,13 \text{ kN. m}$$

➤ Calcul des armatures

Comme le débord est moins sollicité que la dalle, et afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord



X.5.Ferraillage des nervures

Calcul des moments dans le sens longitudinal :

$$b = 55\text{cm}; d = 75\text{ cm}; h = 80\text{ cm}; c = 5\text{cm}$$

$$q_u = 185,86\text{ kN/ml}$$

$$q_s = 139,07\text{ kN/m}$$

- **Détermination des sollicitations**

Pour le calcul des sollicitations, en ramener les chargements trapézoïdaux et triangulaires a des charges simplifiées uniformément réparties.

Charge trapézoïdale :

$$L_m = lx(0.5 - \rho x/6): \text{ pour le Moment fléchissant}$$

$$L_t = lx(0.5 - \rho x/4). \text{ pour l'effort tranchant}$$

Charge triangulaire :

$$L_m = 0.333 lx$$

$$L_t = 0.25 lx$$

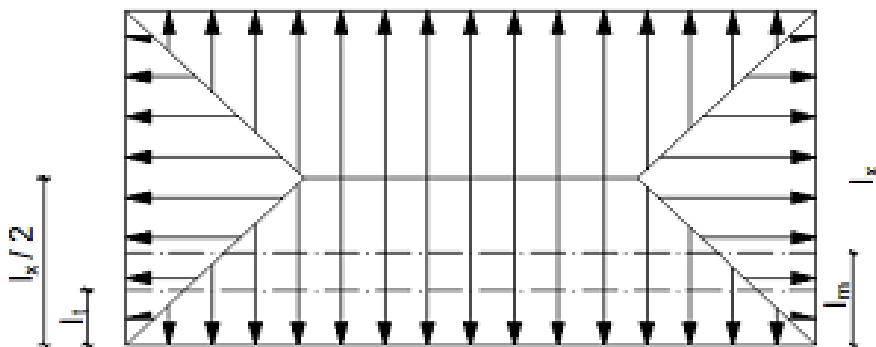


Fig.X.4. Schéma statique.

Sens longitudinal :

ELU :

	Lx(m)	Ly(m)	Px	qu(KN)	Lm(m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
AB, CD, EF, GH	3,2	3,85	0,83	185,86	1,15	0,936	213,73	173,96
BC, FG	3,1	3,85	0,80	185,86	1,13	0,93	210,02	172,84
DE	2,7	3,85	0,70	185,86	1,03	0,877	191,43	162,99

Tableau X.5.: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

	Lx(m)	Ly(m)	Px	qu(KN)	Lm(m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
AB , CD ,EF,GH	3,2	3,85	0,83	185,86	1,15	0,936	213,73	173,96
BC, FG	3,1	3,85	0,80	185,86	1,13	0,93	210,02	172,84
DE	2,7	3,85	0,70	185,86	1,03	0,877	191,43	162,99

Tableau X.6. : Charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

ELS :

	Lx(m)	Ly(m)	Px	qu(KN)	Lm (m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
AB, CD, EF, GH	3,2	3,85	0,83	139,07	1,15	0,936	159,93	130,01
BC, FG	3,1	3,85	0,80	139,07	1,13	0,93	157,15	129,33
DE	2,7	3,85	0,70	139,07	1,03	0,877	143,24	121,96

Tableau X.7.: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

	Lx(m)	Ly(m)	Px	qu(KN)	Lm (m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
AB,CD,EF,GH	3,2	3,85	0,83	139,07	1,15	0,936	159,93	130,01
BC,FG	3,1	3,85	0,80	139,07	1,13	0,93	157,15	129,33
DE	2,7	3,85	0,70	139,07	1,03	0,877	143,24	121,96

Tableau X.8 : charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

➤ Les sollicitations de calcul :

pour les travées : AB, CD, EF et GH : $q_u = 347,92 \text{ kN/ml}$, $q_s = 260,02 \text{ kN/ml}$

BC et FG : $q_u = 345,68 \text{ kN/ml}$, $q_s = 258,66 \text{ kN/ml}$

DE : $q_u = 325,98 \text{ kN/ml}$, $q_s = 243,92 \text{ kN/ml}$

Sens transversal

ELU :

	Lx(m)	Ly(m)	ρ_x	q_u (KN)	Lm (m)	Lt (m)	q_u m (KN)	q_u t (KN)
3.4 - 4.5	3,2	3,85	0,83	185,86	1,28	0,96	237,90	178,52
5.6	3,2	3,75	0,85	185,86	1,24	0,94	230,46	174,70

Tableau X.9: charges revenant à la droite gauche de la nervure la plus sollicitée.

	Lx(m)	Ly(m)	Px	q_u (KN)	Lm (m)	Lt (m)	q_u m (KN)	q_u t (KN)
3.4 - 4.5	3,1	3,85	0,8	185,86	1,28	0,96	237,90	178,52
5.6	3,1	3,75	0,83	185,86	1,24	0,94	230,46	174,70

Tableau X.10 : charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

ELS :

	Lx(m)	Ly(m)	ρ_x	q_u (KN)	Lm (m)	Lt (m)	q_u m (KN)	q_u t (KN)
3.4 - 4.5	3,1	3,85	0,80	139,07	1,28	0,96	178	133,51
5.6	3,1	3,75	0,83	139,07	1,24	0,94	172,44	130,72

Tableau X.11: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

	Lx(m)	Ly(m)	ρ_x	q_u (KN)	Lm (m)	Lt (m)	q_u m (KN)	q_u t (KN)
3.4 - 4.5	3,2	3,85	0,83	139,07	1,28	0,96	178	133,51
5.6	3,2	3,75	0,85	139,07	1,24	0,94	172,44	130,72

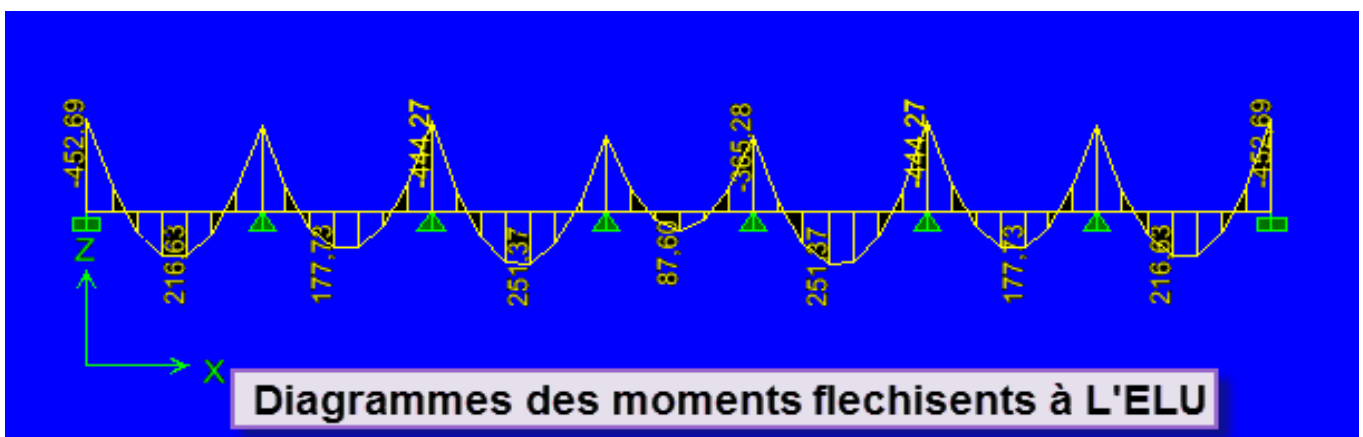
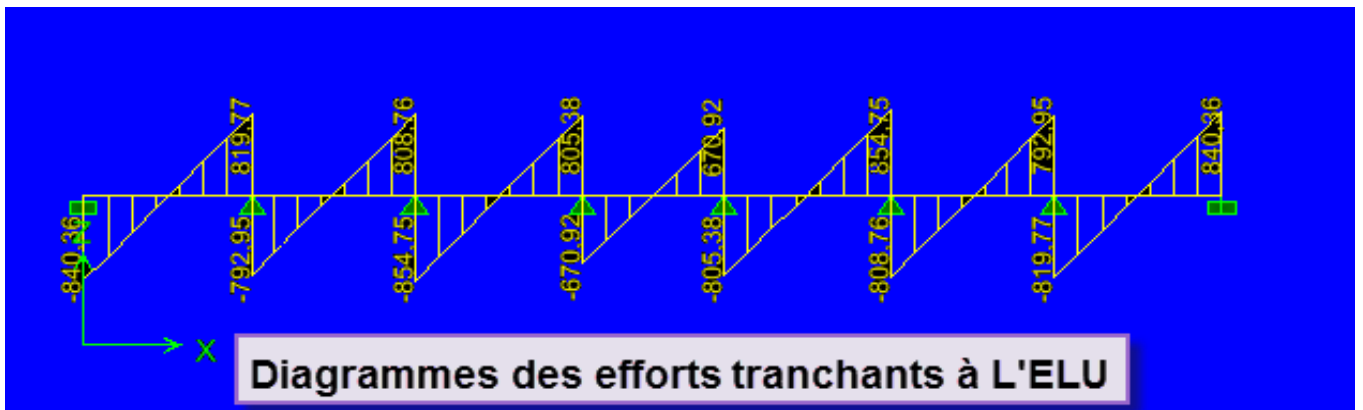
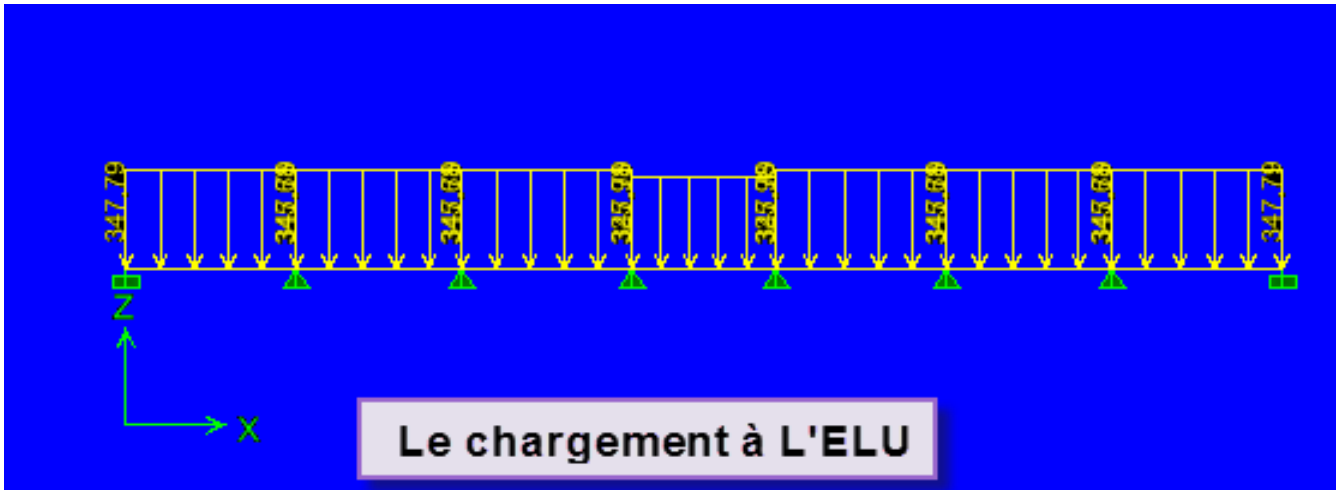
Tableau X.12 : charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

Les sollicitations de calcul Pour les travées : 3,4 – 4,5: $q_u = 357,04$ kN/ml $q_s = 267,02$ kN /ml
 $q_u = 349,4$ kN/ml $q_s = 261,44$ Kn/ml

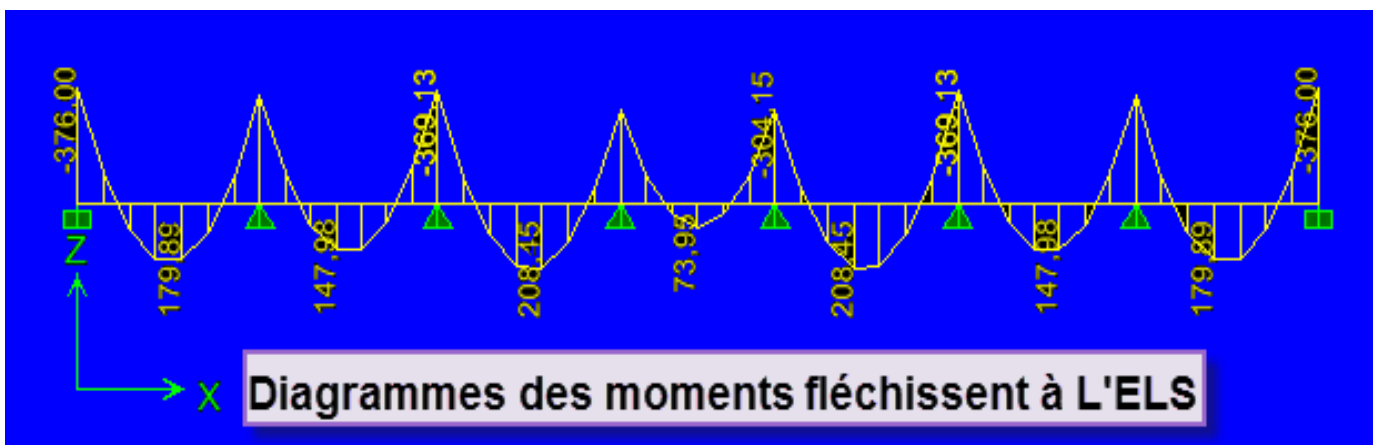
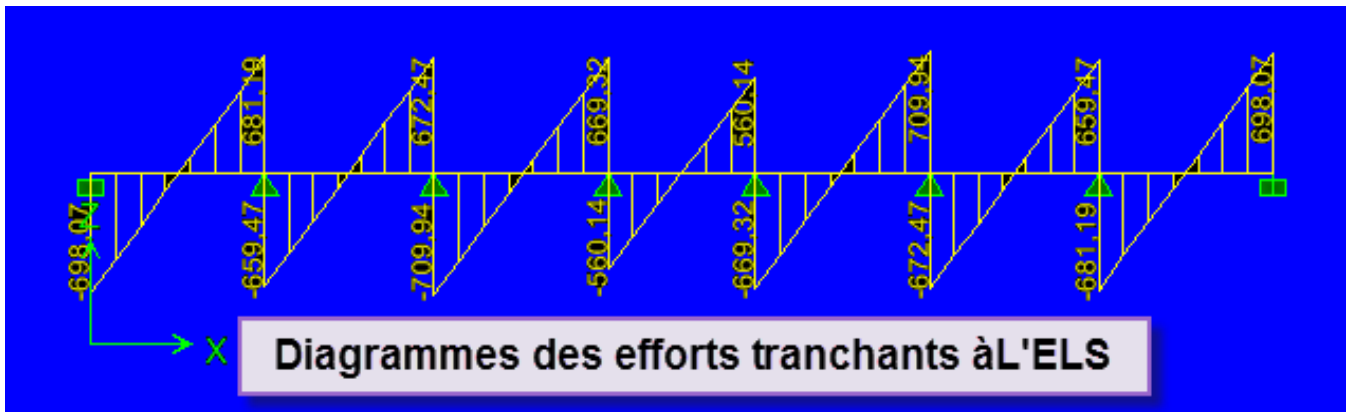
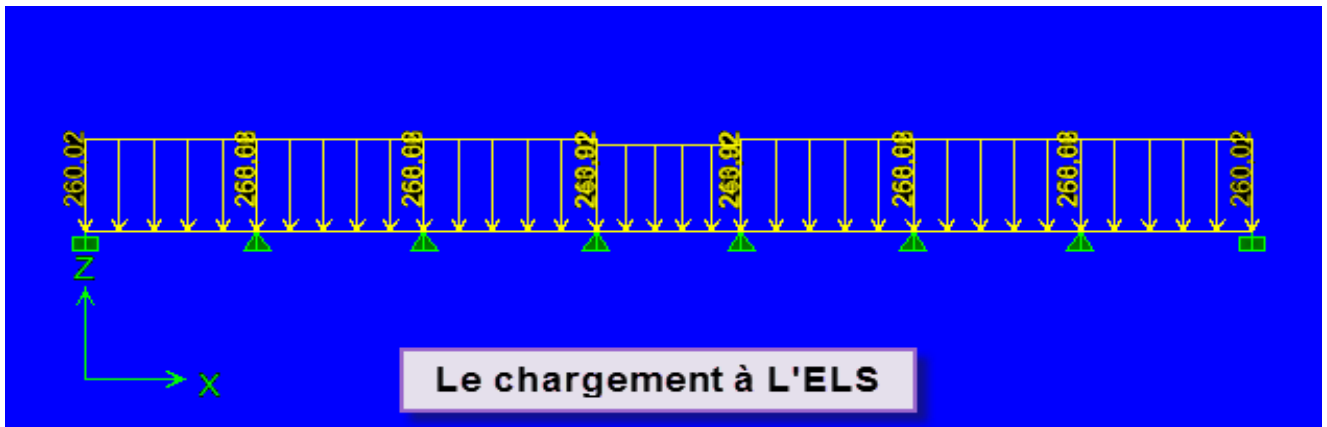
Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

Sens longitudinal :

L'ELU :

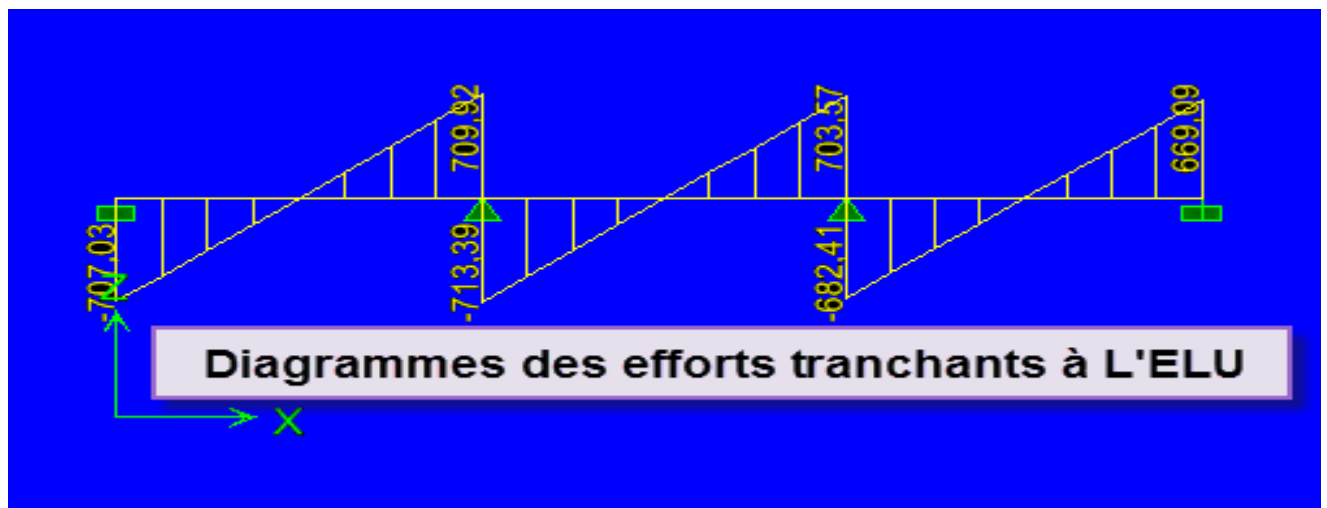
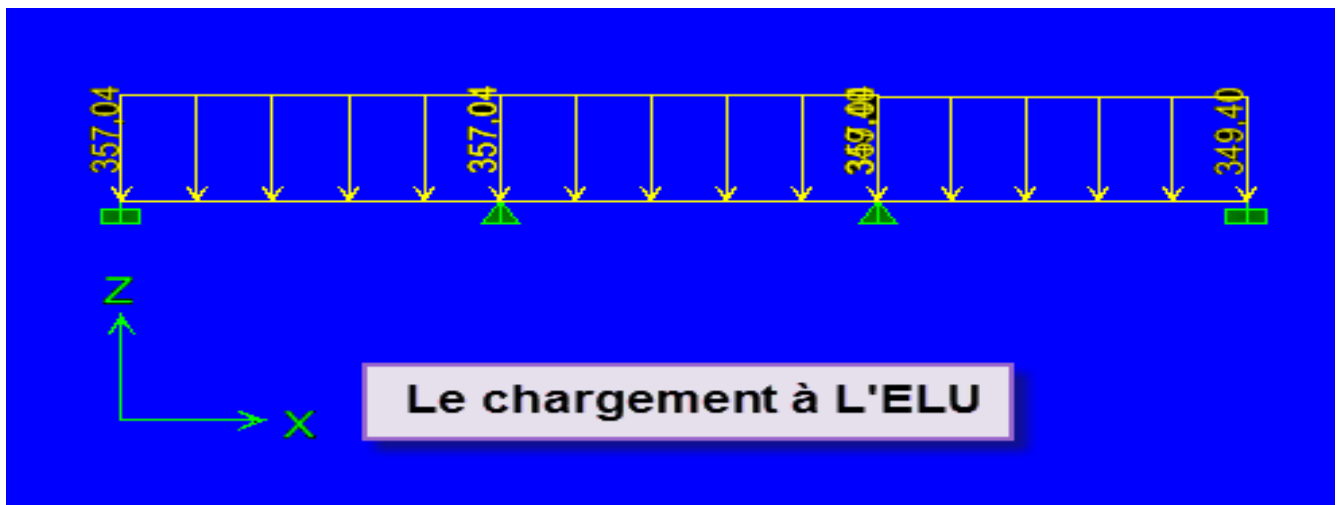


L'ELS:

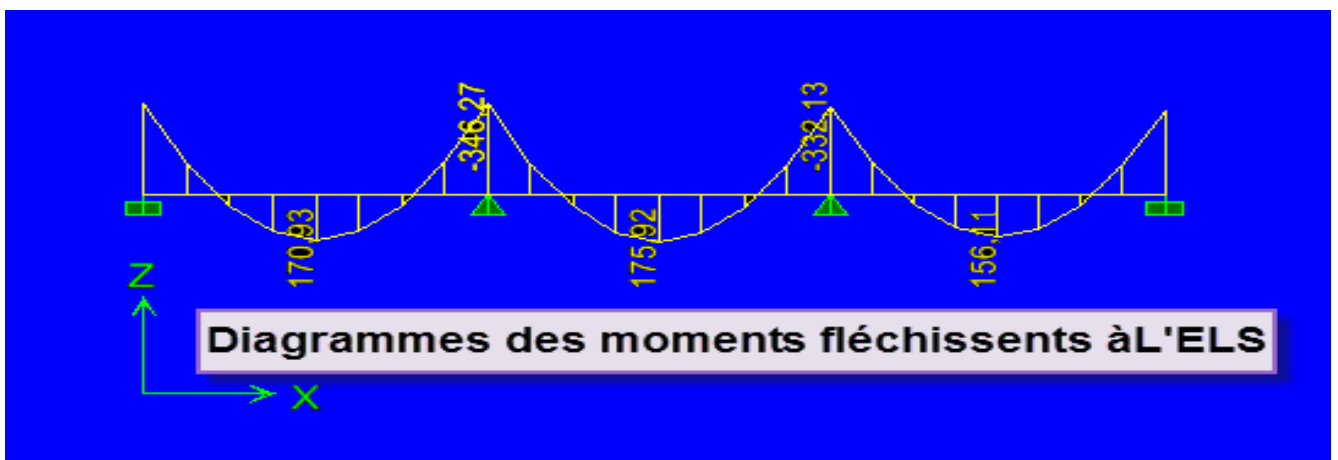
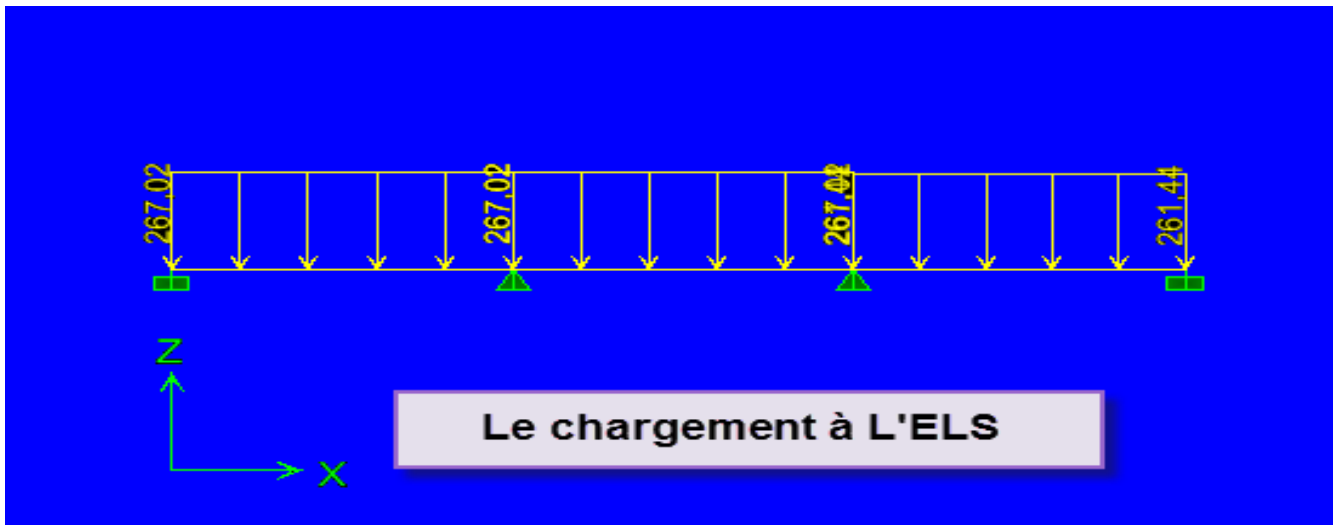


Sens transversal

L'ELU :



L'ELS:



SENS		Mmax (KNm)	μ_u	OBS	β	A _s	ferraillage	A (adoptée)
XX	Appuis	452,69	0,103	SSA	0,945	19,66	5HA16+5HA16	20,1
	Travées	216,63	0,049	SSA	0,974	9,13	5HA16	10,05
YY	Appuis	458,43	0,104	SSA	0,945	19,91	5HA16+5H16	20,1
	Travées	232,93	0,053	SSA	0,972	9,83	5HA16	10,05

Tableau X.13 .Ferraillage de la nervure

Avec : $\mu_u = \frac{M}{b d^2 f_{bu}}$ et $A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$

➤ **Remarque**

Les armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction (Art. A.8.3/ BAEL91modifiées 99).

$$A_p = \frac{3 \times 0.8}{2} = 1,2 \text{ cm}^2 \text{ par paroi.}$$

Nous adopterons une barre en HA14=1,54cm² comme armature de peau.

IX.5.1. Vérification a ELU

➤ **Condition de fragilité : (BEAL91/Art A.4.2,1)**

$$A_{\min} = 0.23 b. d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = 4,98 \text{ cm}^2$$

Sens x-x : $A_s > A_{\min} = 4,98 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.

Sens y-y : $A_s > A_{\min} = 4,98 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées99)**

$$T_u^{\max} = 854,75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{854,75 \times 10}{55 \times 77} = 2,01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 2,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPA} \implies$ Condition vérifiée.

➤ Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :(Art. A.5.1, 32, BAEL9 Imodifiées 99).

- Influence sur les armatures inférieures

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9d}}{f_e / \gamma_s} = \frac{854,75 \times 10^3 - \frac{458,43 \times 10^6}{0.9 \times 750}}{348} = 5,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appuis}} = 20.60 \text{ cm}^2 > A_u = 5.04 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur le béton

$$T_u^{\text{max}} \leq 0.4 \times b \times 0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 55 \times 0.9 \times 75 \times \frac{25}{1.5} = 24750 \text{ kN}$$

$$T_u^{\text{max}} = 854,75 \text{ kN} < 20790 \text{ kN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis :(Art. A.6.1, 3, BAEL91/99).

Il faut que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa avec } \psi = 1,5 \text{ pour HA.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\text{max}}}{0.9d \sum u_i} = \frac{854,75 \times 10}{0.9(75) \times 62,56} = 2,02 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utilisés des armatures. $\sum u_i = \sum (\pi \times \phi_i) = 62,56 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = 2,02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

.....Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Calcul des armatures transversales

- Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doit être tel que:

$$\phi = \min \left(\phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{550}{10} \right) = \min (12, 22,85, 55) = 12 \text{ mm}$$

On prend deux cadres HA8

Donc nous adoptons : **4HA 8 = 2.01 cm²**. Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

- Calcul des espacements des barres transversales :(Art. A.5.1, 232 /BAEL91/99)

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui, la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante:

$$\frac{A_t}{b_o S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.14 f_{cj}^{1/2})}{0.9 f_e}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 f_e}{b_o \gamma_s (\tau_u - 0.14 f_{cj}^{1/2})} = \frac{2.01 \times 0.9 \times 400}{55 \times 1.15 (2,02 - 0.14 \times 5)} = 11,62 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 11,62 \text{ cm}$$

- Espacement max des armatures transversales:(Art. A.5.1,22 /BAEL91/99)

$$S_{tmax} \leq \min(0,9d, 40cm) = \min (49,5cm, 40cm)= 40 \text{ cm}$$

Selon (RPA version 2003Art 7.5.2.2)

- *En zone nodale:*

$$A_t \geq 0,003 St b \quad \rightarrow \quad S_t \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{2,01}{0,003 \times 55} = 1218 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (h/4, 12\phi_1) = \min (20cm, 14,4cm)= 14,4 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{tmax} \leq \min (11,62cm, 40cm, 14,4cm) = 11,62 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t=10cm$

- *En zone courante (travée)*

$$S_t \leq h/2 = 80/2=40cm$$

$$\text{Soit : } S_{tmax} \leq \min (11,62cm, 40cm, 14,4cm) = 11,62 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t=15cm$

- Vérification de la section minimale du RPA

$$A_{t \min} = 3\% S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65cm^2.$$

$$A_{t \text{ adap}} = 2,01cm^2 > A_{t \min} = 1,65cm^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

X.5.2 Vérification à l'ELS

- a- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{266,66; 201,6\} = 201,6Mpa$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 15Mpa \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

	zone	M _s Kn.m	ρ	β	K	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Obs
xx	Apui	376	0.49	0.894	32.17	189.2	201,6	8.46	15	OK
	Trav	208,45	0.26	0.919	46.73	197.2	201,6	6.05	15	
yy	Apui	346,27	0.49	0.894	32.17	167.6	201,6	7.79	15	
	Trav	175,92	0.26	0.919	46.73	176.9	201,6	5.11	15	

Remarque

La condition « $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée dans les deux sens alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste à l'étude d'un bâtiment à usage multiple, c'est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Afin d'apprécier le comportement dynamique de cette structure et d'avoir des résultats rapides et précis, nous avons utilisés un outil informatique (ETABS) adapté à ce type de structure et qui est basé sur la méthode d'analyse par éléments finis, celui ci permet d'approcher le vrais comportement de la structure.

Les difficultés rencontrées au cours de ce projet, nous a conduit à se documenter et étudier les différentes méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

Ce dernier nous à permis aussi de connaître les différents systèmes de contreventement et les joindre aux genres de constructions qui lui sont adéquat (sécurité, durabilité et économie), et les précautions à prendre pour éviter l'effondrement immédiat de la construction, chose qui est déduite du RPA 99 version 2003.

En fin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus pour les promotions futures.

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Chapitre III

Calcul des éléments

Chapitre IV

présentation du logiciel

Chapitre V

Vérification des exigences du RPA

Chapitre VI

Ferailage des poteaux

Chapitre VII

Ferraillage des poutres

Chapitre VIII

Ferraillage des voiles

Chapitre IX

Etude du voile plaque

Chapitre X

Etude de l'infrastructure

Chapitre XI

Etude des joints et du bloc secondaire

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception du calcul de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction. Ils garantissent la sécurité la des gens aux besoins de la société, tout en assurant la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation. Sont pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur en article, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis bien adaptée au Génie Civil, aussi ils permettent le calcul de diverses structures en un temps réduit. D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'un bâtiment (RDC+7+2 Sous Sol) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte contreventée par voiles et portiques.

Nos calculs sont faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

