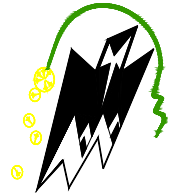


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+9+E.Sol) à usage d'habitation et commerciale
(Contreventé par voile et portique) avec l'application du logiciel ETABS.



Dirigé par :
Mr F.BENTAYAB

Etudier par :
Mr : CHERIGUI Mehdi
M^{elle} : OUMECHOUK Samia

Année 2014/2015

★ Remerciements ★

Au terme de notre travail, nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance et notre gratitude à Monsieur BENTAYEB, notre promoteur, pour les conseils et les directives qu'il n'a cessé de nous prodiguer tout au long de notre travail.

Nous tenons à remercier également tous ceux qui nous ont aidés. Notre reconnaissance va également aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger notre travail.

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	2
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
I.3. Eléments de l'ouvrage	2
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

II.1. Pré dimensionnements des éléments	14
II.2. Descente de charge	21
II.3. Conclusion	29

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1. Acrotère	31
III.2. Plancher	38
III.3. Dalle pleine de type console	57
III.4. Salle machine	63
III.5. Escalier	73
III.6. Poutre palière	103

Chapitre IV : Etude de contreventement

IV.1. Introduction	112
IV.2. Les caractéristiques géométriques des voiles	112
IV.3. Calcul des inerties fictives des portiques	114
IV.4. Conclusion	129

Chapitre V : Présentation de l'ETABS.

V.1. Introduction	131
V.2. Concept de base de la MEF.....	131
V.3. Description du logiciel ETABS.....	131

V.4. Manuel d'utilisation de l'ETABS.....	132
V.5. Etapes de modélisation	132

Chapitre VI : vérification selon le RPA

VI.1. Introduction.....	145
VI.2. Vérification de la période	147
VI.3. Vérification de l'excentricité	148
VI.4. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale	150
VI.5. Justification du système de contreventement.....	150
VI.6. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	152
VI.7. Vérification des déplacements relatifs	155
VI.8. Vérification des déplacements maximaux	157
VI.9. Justification vis-à-vis de l'effet P delta	159

Chapitre VII : Ferrailage des poutres

VII. 1. Introduction	162
VII.2.Recommandation du RPA 99 version 2003.....	162
VII.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales.....	163
VII.4. Vérification à l'ELU	168
VII.5. Vérification à l'ELS.....	172

Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux.

VIII.1. Introduction	175
VIII.2. Recommandation du RPA 99 version 2003	175
VIII.3. Calcul de ferrailage des poteaux	177
VIII.4. Vérification à l'ELU.....	183
VIII.5. Vérification à l'ELS.....	187
VIII.6. Conclusion	191

Chapitre IX: Ferrailage des voiles

IX.1. Introduction	193
IX.2. Combinaison d'action	193
IX.3. Calcul de ferrailage	193
IX.4. Dispositions constructives.....	196
XI.5. Vérification à l'ELS	197

XI.6. Ferrailage des voiles	200
<i>Chapitre X : Etude du mur plaque</i>	
X.1. Introduction	207
X.2. Pré dimensionnement du mur plaque	207
X.3 Calcul des sollicitations	208
X.4. Ferrailage du mur plaque	210
X.5. Vérification à l'ELU.....	214
X.6. Vérification à l'ELS.....	215
<i>Chapitre XI : L'étude de l'infrastructure</i>	
XI.1. Introduction	218
XI.2. Etude géotechnique du sol	218
XI.3. Choix du Type de fondation	218
XI.4. Etude du radier général	223
<i>Conclusion</i>	244

Introduction

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

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 adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+9+ entre sol à contreventée par voiles en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS 9.7.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

Notre projet d'étude consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+9+E.S) à usage mixte (habitation et commercial). Contreventé par de portiques et voiles, cet ouvrage sera implanté à la wilaya d'Alger ; ville classée selon le (RPA 9 Version 2003) comme étant une zone de faible sismicité (zone III)

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 « ouvrage d'importance moyenne »

- Un (01) rez-de-chaussée à usage d'habitation.
- Neuf (09) étages à usage d'habitation.
- Une (01) cage d'escalier.
- Une (01) cage d'ascenseur.
- Un (01) entre sol

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

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

En élévation :

- ✓ Hauteur Total : 30,6
- ✓ Hauteur de RDC : 3,06m
- ✓ Hauteur D'étage courant : 3,06m
- ✓ Hauteur de l'acrotère : 0,6m
- ✓ Hauteur de l'entré-sol : 4,59m

En plan :

Longueur de Bloc : 29,6m

Largeur de bloc : 24,2m

I.3. Elément de l'ouvrage :**I-3-1. Ossature :**

L'ouvrage sera réalisé pour que celui-ci résiste à l'effort du séisme, Règles parasismique Algérienne « RPA 99/version 2003 » préconise, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone2. Une ossature mixte faite en portiques (transversaux et Longitudinaux) qui reprennent les charges verticales et par des voiles en béton armé disposés. Dans les deux sens qui assurent la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

I.3.2. Planchers :

Les planchers sont des éléments longitudinaux limitant les différents niveaux d'une construction ; Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges verticales et

horizontales et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature et Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Notre bâtiment comporte deux types de plancher (corps creux et dalle pleine) :

- Corps creux avec une dalle de compression pour tous
- Dalles pleines : elles sont prévues pour les balcons et salle machine
- Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

I.3.3. Revêtement:

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage scellé et dalle-de-sol pour les planchers.
- Céramique et marbre pour les cuisines, les salles d'eaux et les escaliers.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Mortier ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eaux et les locaux humides.

I.3.4. Escaliers et ascenseur :

La bâtisse sera dotée d'une cage d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux, les escaliers des étages seront composés de deux volées et un palier de repos intermédiaire

En plus des escaliers, le bâtiment comportera une cage d'ascenseur qui servira à déplacer facilement les personnes et les différentes charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, elle sera réalisée en béton armé et coulée surplace.

I.3.5. Acrotère :

La Terrasse sera entourée d'un acrotère de 0,6 m de Hauteur ; réalisé en béton armé Coulé surplace ; il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

I.3.6. Le Remplissage (maçonnerie) :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuses :

- Les murs extérieurs en double parois de briques (10cm et 10m d'épaisseur) ;
Séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

I.3.7.Le Coffrage :

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

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1. Le béton : Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique) ; des granulats (sable et gravier), de l'eau de gâchage et d'adjuvant ; il caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible ; de plus le béton a un comportement fragile. Ainsi que le dosage et l'âge du béton.

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350kg/M³ de ciment(CPA325)

La composition du béton sera établie par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

➤ Granulats :

Sable : 380 à 450 L (Dg 5mm)

Gravillons : 750 à 850 L (Dg 25mm)

➤ Ciment : 300 à 400 kg/m³

➤ Eau de gâchage : 150 à 200 L.

I.4.1.1. Résistance caractéristiques du béton :

❖ **Résistance caractéristiques à la compression f_{cj} :**

Un béton est défini de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28} , après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32cm; on déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit à écrasé n éprouvettes, on aura donc n valeurs de résistance du béton :

La résistance moyenne est : $f_{c moy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$

L'écart type : $s = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{ci moy})^2}{n-1}}$

La visibilité : $V(\%) = \frac{s}{f_{c moy}} \times 100$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton a la compression est égale a : $f_{c28} = f_{c moy} - K \cdot s$.

Avec : K : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64.

Pour le calcul du présent ouvrage ; nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge **28 jours**, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1- 11 BAEL 91).

$$f_{c_j} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c_{28}} \quad \text{pour } f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c_{28}} \quad \text{pour } f_{c_{28}} > 40 \text{ MPa.}$$

$$A_{c_j} = A_{c_{28}} \quad \text{si } j > 28j \quad (\text{BAEL})$$

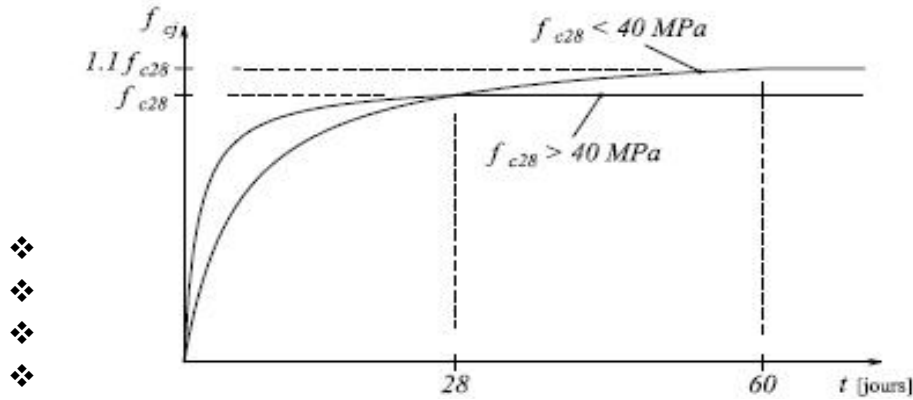


Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du

❖ Résistance caractéristique du béton à la traction f_{t_j} :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jour, notée par f_{t_j} est donnée par la relation suivante :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} \quad \text{pour } f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa (Art / A.2.1, 12 BAEL 91).}$$

On prend $f_{c_j} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06 \times (25) \quad \longrightarrow \quad f_{t_{28}} = 2.1 \text{ MPa.}$$

I.4.1.2. Contrainte limites de béton :

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposés dans le B.A.E.L 99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfait et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action on distingue deux états limite.

A) Etat limite ultime ELU :

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c_{28}}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3.4).}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{Pour une situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{Pour une situation courante.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \gamma_c = 1 & \text{Si } t > 24\text{h.} \\ \gamma_c = 0.9 & \text{Si } 1\text{h} < t < 24\text{h.} \\ \gamma_c = 0.85 & \text{Si } t < 1\text{h.} \end{cases}$$

Si $t < 1\text{h}$.

- D'où : a t=28j en situation courante ($\gamma_b = 1.5$)

$$f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

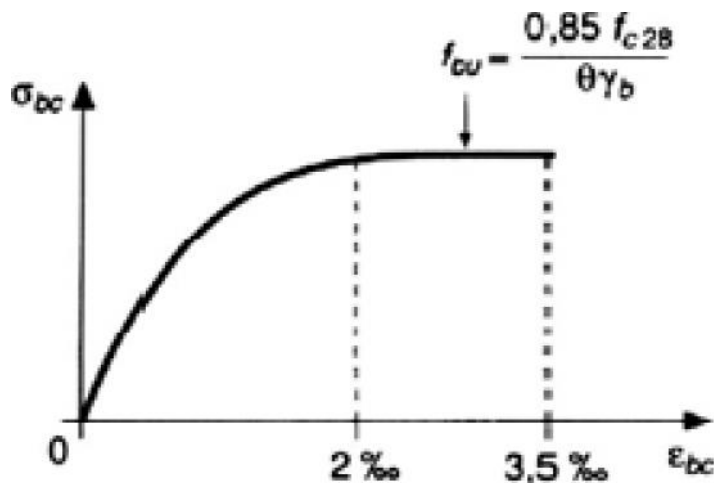


Fig1.2 : Diagramme des contraintes - déformations pour le béton.

Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par l'article (Art A.5.1.1 BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_u$$

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée (ELU)

b : largeur de la section cisailée

d : hauteur utile

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne) et dans celui où elles comportent à la fois des barres relevées et des armatures droites (**art A.5.1.211 BAEL 91 modifiées 99**) :

B. Etat limite de service (ELS) :

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\tau_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15MPa \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

τ_{bc} = contrainte admissible à l'ELS.

I.4.1.3. Module de déformation longitudinale du béton

a) Module d'élasticité instantanée : sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet que le module de déformation longitudinale qu'on note « E_{ij} » est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots \text{pour } f_{c28} \geq 60 \text{ MPa. (Art .2.1, 22 BAEL 91).}$$

Pour $j = 28$ jours $\dots\dots\dots f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

b) Module d'élasticité différée :

On l'utilise pour les charges de longues durées (cas courant). La déformation différée du béton comprenant le **retrait** et le **fluage** ; on considère dans les calculs que les effets de ses deux phénomènes qui s'additionnent sans atténuation, noté E_{vj} , il est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow \text{pour } f_{c28} \geq 60 \text{ MPa (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 22).}$$

Pour $j = 28$ jours $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa.}$

I.4.1.4. Module de déformation transversale du béton :

Il est noté « G », il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{(BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3).}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45MPa$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\epsilon = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\epsilon = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_L}$$

Avec:

ϵ_t : déformation limite transversale.

ϵ_L : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.4.2. Les aciers :

I.4.2.1. Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s=200\ 000$ MPa.

I.4.2.2. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisés

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_eE400 type 1.

❖ **Treillis soudé** : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type **TS520**.

Pour $\varnothing \leq 6mm$.

I.4.2.3. Module de déformation longitudinale :

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égal à :

$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ (BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.2, 1).

I.4.2.4. Contrainte limite :

1) **Contrainte limite ultime :**

$$s_t = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99/ Art.2.1. 3}).$$

Avec ; s_t : contrainte d'élasticité de l'acier.

χ_s : coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{pour les situation accidentelles.} \end{cases}$

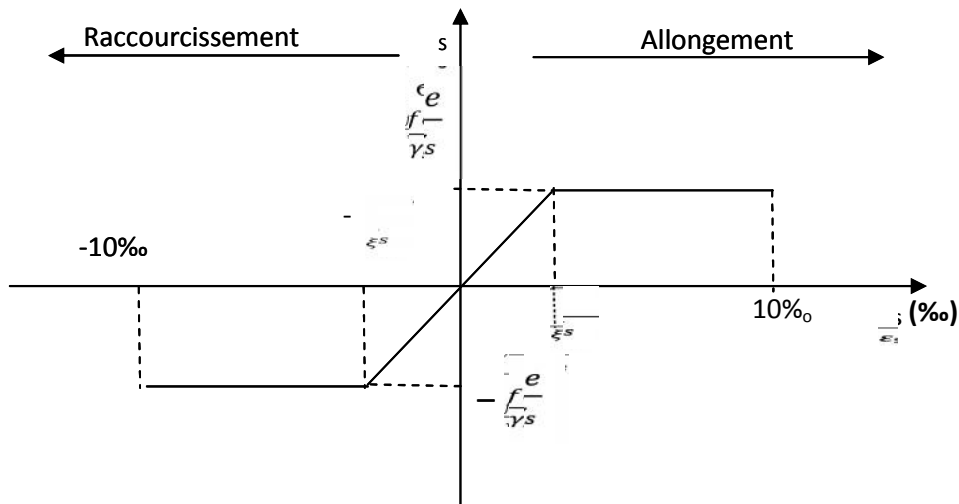


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

Remarque :

Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Resistance à la rupture (MPa)	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
HA	Haute Adhérence FeE 400	H A	400	480	14‰	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL 20 ($\phi < 6$)	TS TL	550	550	8‰	1.3	1

2) Contrainte limite de service :

Etat limite d'ouverture de fissuration :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

- ❖ **Fissuration peu nuisible : (BAEL 91/ Art A.4.5, 32)**, cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{f_e}{\kappa_s} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99/ A.4.5, 32})$$

- ❖ **Fissuration préjudiciable : (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.4.5, 33)**

$$\overline{\sigma}_{sol} = \min (2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ (MPa)}.$$

η : coefficient de fissuration ; $\eta = 1.6$pour les HA si $\phi \geq 6$ mm.

$\eta = 1.3$pour les HA si $\phi < 6$ mm.

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{pour les HA 400 et HA 500.4}$$

- ❖ **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 modifiée 99/A.4.5, 34)**

La fissuration est considéré comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

I.4.2.5. Hypothèses de calcul :**a) Calcul aux états limites de services :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($= \frac{E_s}{E_b}$), : est appelé coefficient d'équivalence.

b) Calcul aux états limites ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$v_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

$$v_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée}$$

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- ✓ $E_{vj} = 10818,865 \text{ Mpa}$.
- ✓ $E_{ij} = 32164,20 \text{ Mpa}$.
- ✓ $f_c = 400 \text{ MPa}$.

I.4.2.6. Protection des aciers : (BAEL 91 modifiée 99/A.7.2, 4).

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

- **c 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c 3cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- **c 2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **c 1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Caractéristique du sol :

La contrainte admissible du sol en cette structure à une profondeur de 1m est égale à :

$$\overline{\dagger}_{sol} = \mathbf{2 \text{ bars.}}$$

Dans notre structure on prend un enrobage : **C = 2 cm.**

Chapitre II

Pré dimensionnement

des éléments

II.1. Pré dimensionnement des éléments :

Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la construction (poutres, poteaux, plancher et voiles).

Pour cela, on se réfère aux règles de pré-dimensionnement fixées par le **RPA99 version 2003**.

II.1.1. Les planchers :

II.1.1.1 Introduction :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

II.1.1.2 Planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher. $L_{\max} = 4,20 - 0,3 = 3,90$

$$h_t \geq \frac{390}{22,5} \quad \text{ou} \quad h_t \geq 17,33 \quad \text{cm} \quad L_{\max} = 3,90$$

$$\Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

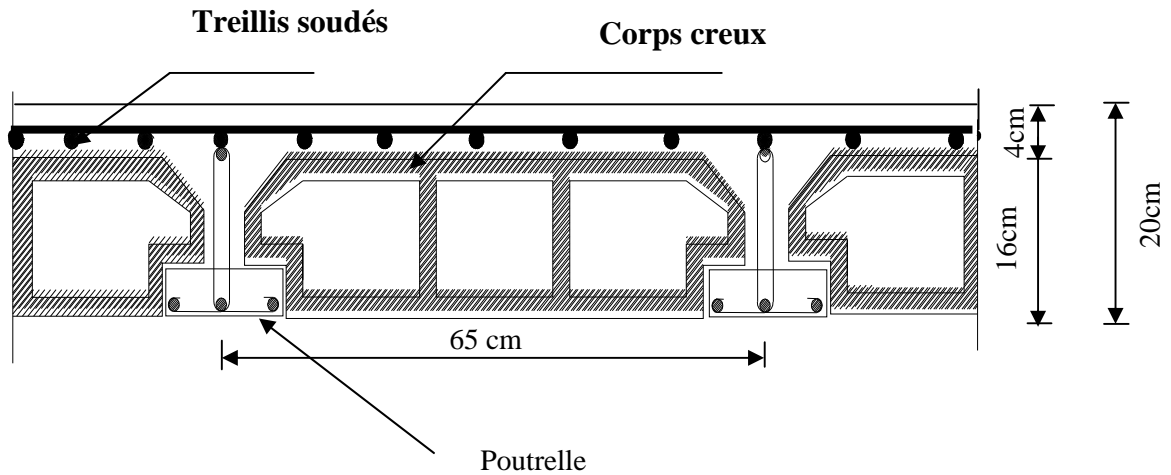


Fig. II.1 Schématisation d'un plancher à corps creux.

II.1.1.3. Plancher dalle pleine :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions, leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion
- La résistance au feu.

Dans le cas général :

▪ **Critère de résistance :**

$l_x / 35$ e $l_x / 30$ pour une dalle sur un ou deux appuis.
 $l_x / 50$ e $l_x / 40$ pour une dalle sur 3ou 4 appuis.

▪ **Coupes feux :**

e = 7cmpour une heure de coup
 e = 11cmpour deux heurs de coupe feu
 e = 17,5 cm pour quatre heures de coupe feu.

▪ **Isolation phonique :**

Selon les règles technique « **CBA93** » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **e = 14 cm**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

Avec :

L_0 est la portée libre

e : épaisseur de la dalle

$L_0=140 \text{ cm}$.

D'où : $h_t = 140/10=14 \text{ cm}$

On prend  Dalle plane de 15cm.

II.1.2. Poutres :

Les poutres sont généralement des éléments en béton armé coulées sur place, elles se raccordent aux poteaux, à d'autres poutres ou à des murs refends auxquels elles transmettent les charges et surcharges qu'elles reçoivent des planchers.

. Ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- **Hauteur** « ht » : $\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$
- **Largeur** « b » : $0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$

Avec : L max : distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003** (Art 7.5.1) :


$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$


Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.

Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.1.2.1 Poutres principales : $L_{max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm}$

La hauteur : $\frac{430}{15} \leq ht \leq \frac{430}{10}$
 $28,67 \leq ht \leq 43$  **ht = 40 cm.**

La largeur : $0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$
 $16 \leq b \leq 28$  **b = 30 cm.**

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1) ;

- $h= 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $b= 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $h_t / b = 40 / 25= 1.6 \leq 4$ → condition vérifiée.

La section de la poutre principale (**b x ht**) = **(30 X 40) cm²**.

II.1.2.2. Poutres secondaires : $L_{max} = 420 - 30 = 390 \text{ cm}$.

La hauteur : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$

$$\begin{array}{rcl}
 26 & h_t & 39 \\
 \text{La largeur : } & 0.4 h_t & b & 0.7 h_t \\
 14 & b & 24,5 & \longrightarrow & b = 25 \text{ cm.} \\
 & & & \longrightarrow & h_t = 35 \text{ cm.}
 \end{array}$$

Donc la section de la poutre secondaire est $(b \times h_t) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

Vérification des exigences :

- $b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $h_t / b = 1.4 > 1.6$ → condition vérifiée.

Conclusion : les dimensions retenues sont :

Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$.

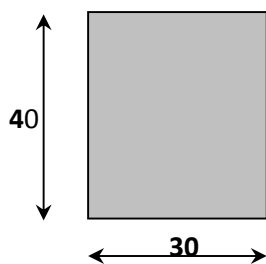


Fig. II.2 : Dimensions de la poutre principale

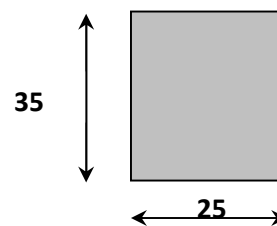


Fig. II.3: Dimensions de la poutre secondaire

II.1.3 Les poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$\begin{aligned}
 h_t &= 20 \text{ cm.} \\
 b_0 &= (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t = (0,8 \text{ à } 1,2)
 \end{aligned}$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 390 \text{ cm}$).

$$b_1 = \text{min} (55/2 ; 390/10)$$

On adopte $b_1 = 27,5 \text{ cm}$.

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$b = 2 \cdot 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$.

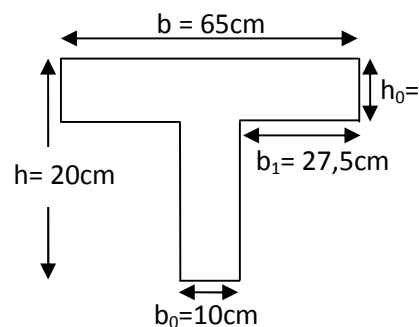


Figure II.4 : Schéma d'une

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

II. 1.4. Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural faisant partie du Plancher terrasse encastré sa base, et réalisé en béton armé.

$$S = 0,6 \times 0,1 + (0,1 \times 0,07) + (0,03 \times 0,1/2)$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

• **Charge permanente :**

▪ **Poids propre :**

$$G = \chi_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0,0685 \times 1$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

▪ **Enduit de ciment :**

$$G = \chi_c \times e$$

$$G = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 1,7125 + 0,4 = 2,1125 \text{ KN/ml}$$

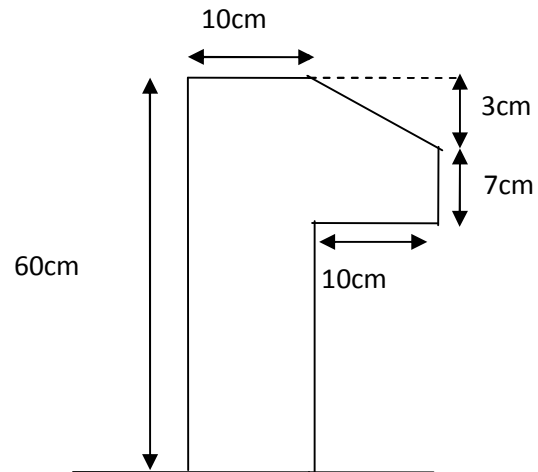


Figure .5 : Dimension de l'acrotère

➤ **La Surcharge d'exploitation :**

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

II. 1.5 Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99) :

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 chargements horizontaux.

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré-dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

A- L'épaisseur du voile (ép.) : Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (**he**) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

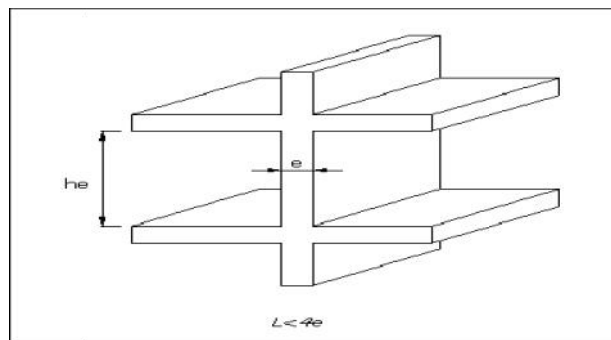


Fig. II.6 : Coupe de voile en élévation

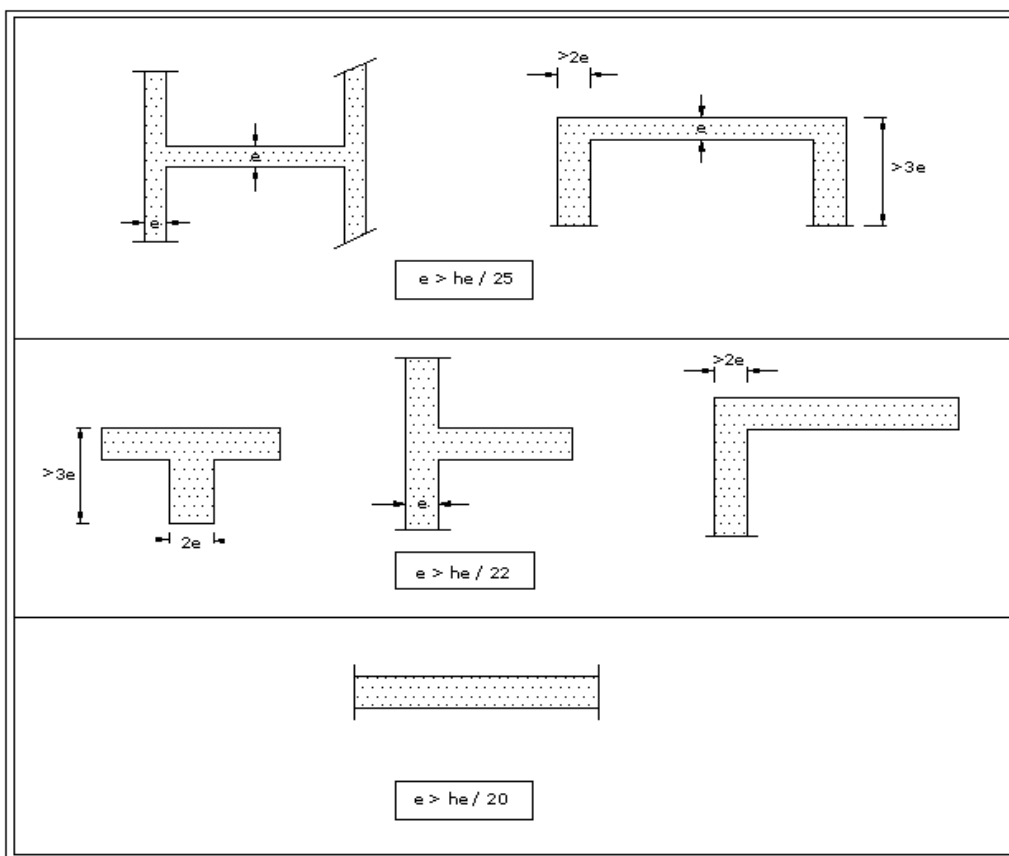


Fig. II.7 : Différentes coupes des voiles en plan.

a $\frac{he}{20}$; avec : $he = h - ep$ et ep : hauteur de la poutre principale.

$$he = 459 - 40 = 419 \text{ cm.}$$

CAS 1: a $he / 25 = 419 / 25 = 16,76 \text{ cm.}$

CAS 2: a $he / 22 = 419 / 22 = 19,04 \text{ cm.}$

CAS 3: a $he / 20 = 419 / 20 = 20,95 \text{ cm.}$

he: la hauteur libre max d'étage (**he = 459 cm**)

$$a = 25 \text{ cm} \quad 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On prend: **e = 25 cm.**

Conclusion : L'épaisseur adoptée par les voiles est de 25 cm.

B. Largeur

Selon le (RPA99/Version2003), ne sont considérés comme voiles de contreventement, que ceux satisfaisant la condition suivante : $L_{\min} \geq 4e$

Avec e : l'épaisseur de voile

L_{\min} : longueur total de voile

Dans notre cas $\Rightarrow e = 25 \text{ cm}$

$$\Rightarrow L_{\min} \geq 4.a = 4 \times 0,25 = 1,00 \text{ m}$$

$$L_{\min} > 1 \text{ m} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

II.1.6. Les Poteaux :

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression axial N , qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminer est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation

suiivante :
$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à $(G+Q)$

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

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

Remarque :

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

II.1.6 .1. Localisation du poteau plus sollicité :

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau **(E-6)** est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

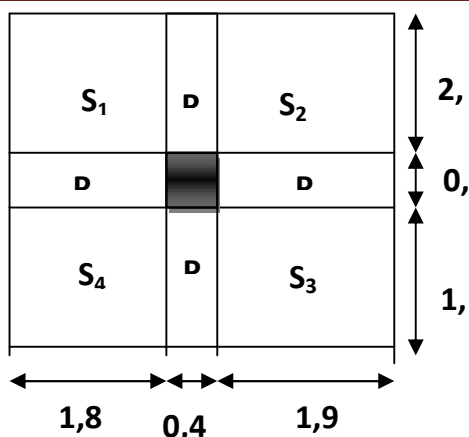


Fig. II.8 : Localisation du poteau le plus sollicité

II.2. Descente de charge :

II.2.1. Surface d’Influence :

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

$$S= (2,1 \times 1,8) + (2,1 \times 1,9) + (1,9 \times 1,7) + (1,8 \times 1,7) = 14,06 \text{ m}^2.$$

$$S=14,06 \text{ m}^2$$

II.2.2. Détermination des charges et surcharges (D T R B.C 2.2)

Afin de pré-dimensionner les éléments (acrotère, planchers, poteaux) on doit d’abord

Déterminer le chargement à la réglementation.

II.2.2.1 .Charges permanentes G :

On commence par déterminer les charges permanentes, en effet, on calculera les charges correspondantes aux planchers (terrasse et étages courants) aux murs (extérieurs et intérieurs) et à l’acrotère. Tous ces résultats sont consignés dans les tableaux suivant (tableau 1, 2,3 et 4) Suivis des schémas explicatifs respectivement.

- Les planchers

- Plancher terrasse inaccessible :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0,05	20	1,00
2	Etanchéité	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton 1,5%	0,08	22	1,76
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Feuille de polyane	/	/	0,01
6	Dalle en corps creux (16+4)	0,20	/	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G_t = 6,05

Tableau II.2.2.1 : plancher terrasse

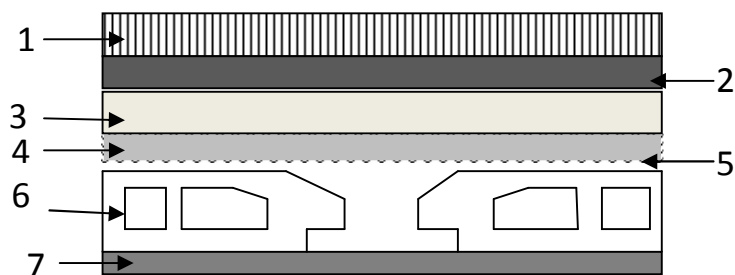


Fig. II.2.2.1. Plancher terrasse

➤ Plancher étages courant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux (16+4)	0,20	/	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons de séparation	0,1	9	0,9
				G_t = 5,10

Tableau II.2.2.2 : plancher d'étage courant

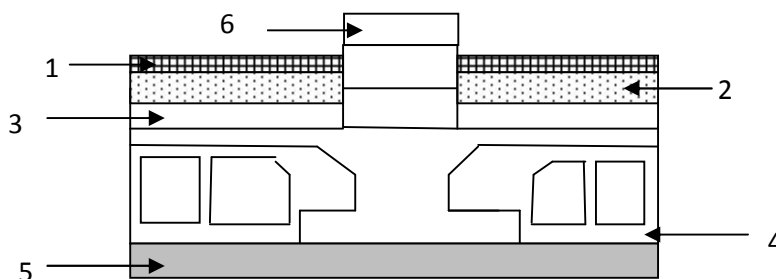
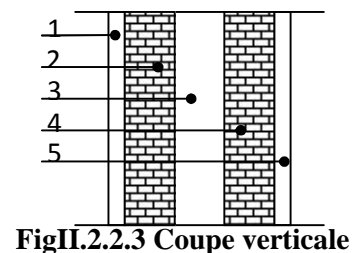


Fig. II.2.2.2 : Plancher d'étage courant

• La maçonnerie:
Mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0.36
2	Brique creuse	0,1	9	0.9
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse	0,1	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0.2
				G_t = 5,10

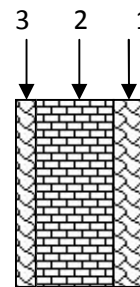
Tableau II.2.2.3 : murs extérieurs



FigII.2.2.3 Coupe verticale

- Mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	10	0,2
2	Brique creuse	0,1	9	0,9
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G_t = 1,3



FigII. 2.2.4. coupe verticale

Tableau II.2.2.4 : murs intérieurs en brique de 10cm.

• Balcon :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine Enduit plâtre	0,15	25	3,75
5	Carrelage	0,02	18	0,36
				G_t = 5,31

Tableau II.2.2.5 : Balcon dalle pleine

III.2.2.2.Surcharge d’exploitations Q :

- ✓ Plancher terrasse1KN/m².
- ✓ Plancher étages courants à usage d’habitation ... 1.5KN/m².
- ✓ Les escaliers2.5KN/m².
- ✓ Balcon en dalle pleine.....3.5KN/m²
- ✓ L’acrotère.....1KN/m²

II.2.3 Calcul poids propre des éléments :

○ Poutres :

- Poutres principales : $G_{pp} = [(0.3 \times 0.4) \times (1,7 + 2.1 + 0,4)] \times 25 = 12,60 \text{ KN}$
- Poutre secondaire : $G_{ps} = [(0.25 \times 0.35) \times (1.8 + 1.9)] \times 25 = 8,09 \text{ KN}$

$$G_{pt} = (G_{pp} + G_{ps}) = 20,69 \text{ KN}$$

○ Planchers:

- Plancher terrasse $G_{pt} = 6,05 \times 14,06 = 85,06 \text{ KN}$
- Planchers d’étage courant $G_{pc} = 5,10 \times 14,06 = 71,70 \text{ KN}$

○ Poteaux: $G_p = 25 (0.4 \times 0.4) \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$

○ Surcharge d exploitation

- Plancher de terrasse : $Q_0 = 14.06 \times 1.00 = 14.06 \text{ KN}$
- Plancher à usage d’habitations : $Q_0 = 14.06 \times 1.5 = 21.09 \text{ KN}$

II.2.4. Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est :
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Car les niveaux ne sont pas chargés de la même manière.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

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

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S/sol
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67	0.65

Les surcharges cumulées :

Niveau 09 : $Q_0=14.06$ KN.

Niveau 08 : $Q_1=Q_0+Q_1= 14,06+21,09 = 35,15$ KN.

Niveau 07 : $Q_2=Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 14,06+0,95(2 \times 21,09) =54, 131$ KN.

Niveau 06 : $Q_3= Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)= 71, 003$ KN.

Niveau 05 : $Q_4= Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 85,766$ KN.

Niveau 04 : $Q_5= Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 98,42$ KN.

Niveau 03 : $Q_6= Q_0+0.75 (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 108,965$ KN.

Niveau 02 : $Q_7= Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 118,877$ KN.

Niveau 01 : $Q_8= Q_0+0.69 (8Q_1)= 18.81+0.69 (7 \times 25.05+41.75)= 130.476$ KN.

Niveau RDC : $Q_{RDC}= Q_0+0.67 (9Q_1)=18.81+0.67 (7 \times 25.05+2 \times 41.75)= 141,232$ KN.

Niveau S/sol : $Q_{S/s}=Q_0+0.65 (10Q_1) = 18.81+0.65 (10 \times 41.75)= 151,145$ KN.

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vue la hauteur de notre ouvrage et aussi

l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de **RPA99 (version 2003)** suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone IIa.} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

Tableau II.2.4.1 : Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau (D4)

NIVEAUX	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulé	Q _i	Q _{cum}		Section trouvée = $\frac{N}{f_{bc}}$	Section adoptée
9	85.06	20.69	/	105.75	105.75	14.06	14.06	119.81	79.873	30x30
8	71.70	20.69	12.24	104.63	210.38	21.09	35.15	245.53	163.686	30x30
7	71.70	20.69	12.24	104.63	315.01	21.09	56.24	371.25	247.500	30x30
6	71.70	20.69	12.24	104.63	419.64	21.09	77.33	496.97	331.313	35x35
5	71.70	20.69	12.24	104.63	524.27	21.09	98.42	622.69	415.126	35x35
4	71.70	20.69	12.24	104.63	628.9	21.09	119.51	748.11	498.740	35x35
3	71.70	20.69	12.24	104.63	733.53	21.09	104.6	874.13	582.753	35x35
2	71.70	20.69	12.24	104.63	838.16	21.09	161.69	999.85	666.566	40x40
1	71.70	20.69	12.24	104.63	942.79	21.09	182.78	1125.57	750.380	40x40
RDC	71.70	20.69	12.24	104.63	1047.42	21.09	203.87	1251.29	834.193	40x40
S/sol	71.70	20.69	12.24	104.63	1152.05	21.09	224.96	1377.01	918.006	40x40

II.2.5 Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA (art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions

Suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Min } (b, h) \quad 25\text{cm en zone } \mathbf{IIa} \\ - \text{Min } (b, h) \quad h_e/20 \\ - 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right.$$

Poteau (30x30)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) = 30 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min } (b, h) = 30 \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4 \end{array} \right.$$

Poteau (35x35)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) = 35 \quad 25 \\ \text{Min } (b, h) = 35 \quad 15.3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Poteau (40x40)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) = 40 \quad 25 \text{ cm.} \\ \text{Min } (b, h) = 40 \quad 15.3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Pour le s/sol : $\text{Min } (b, h) = 30 \quad \frac{459}{20} = 22.95 \text{ cm}$

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

Nota :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux fort et des poutres faibles à fin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau.

Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de :

- ❖ Respecter les recommandations des experts.
- ❖ Avoir une bonne répartition des aciers dans la section du béton.

II.2.6 Vérification des poteaux au flambement :

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au Flambement.

Afin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élancement des poteaux selon la formule suivante :

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

λ : L'élancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement. $L_f = 0.7L_0$ (Poteau encasté-encasté)

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau par-rapport à l'axe (x-x) et (y-y)

$$I = \frac{b^4}{12}$$

B : Section transversal du poteau. ($B = b^2$)

$$\lambda = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7L_0}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{L_0}{b}$$

$$L_0 = h_e - h_{\text{poteau}} = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$\lambda = 2.42 \frac{L_0}{h}$$

→ Poteau (30 x 30)..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.3 = 24.684 < 50$

→ Poteau (35 x 35)..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.35 = 21.16 < 50$

→ Poteau (40 x 40)..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.40 = 18.51 < 50$

→ Poteau s/sol (40 x 40)..... $\lambda = 2.42 \times 4.59 / 0.40 = 27.769 < 50$

Conclusion :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

II.3. Conclusion final :

Après avoir fait ces calculs, on adopte pour les pré-dimensionnements suivant :

- Plancher en corps creux (16+4) cm

- Poteaux : $\left\{ \begin{array}{ll} \text{-S /SOL, RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage} & (40 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{-3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étage} & (35 \times 35) \text{ cm}^2 \\ \text{- 7^{eme}, 8^{eme} et 9^{eme} étage} & (30 \times 30) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

- Poutres : $\left\{ \begin{array}{ll} \text{- poutre secondaires} & : (25 \times 35) \\ \text{- Poutre principales} & : (30 \times 40) \end{array} \right.$

- Voiles : 25cm d'épaisseur.
- Dalle pleine : 15 cm d'épaisseur

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

Chapitre III

Calcul des éléments

III. Introduction

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99).

III. 1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère sera assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort « N » due 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.

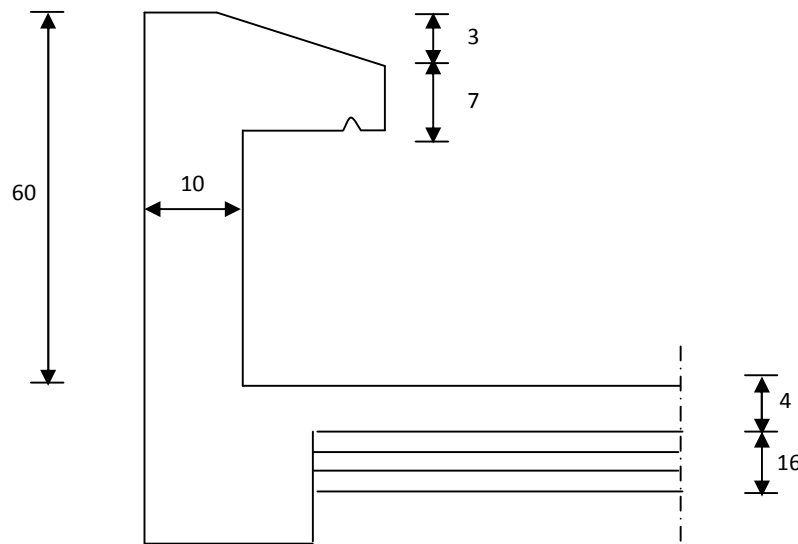


Fig.III.1.1 Coupe verticale de l'acrotère

III.1.2. Les sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère : $G = S \cdot 1 \text{ ml}$

Avec : : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0,6 \times 0,1) + (0,03 \times \frac{0,1}{2}) + (0,07 \times 0,1)] \times 25 = 1,713 \text{ KN/ml}$$

G = 1,713 KN/ml

- Surcharge d'exploitation : **Q = 1,00 KN /ml**
- Effort normale dû au poids propre : **N = G x 1 = 1,713 KN**
- Effort du tranchant : **T = Q x 1 = 1,00 KN /ml**
- Moment de fléchissant max dû à la surcharge : **M = T x H = Q x 1 ml x H = 0,60 KN.m**

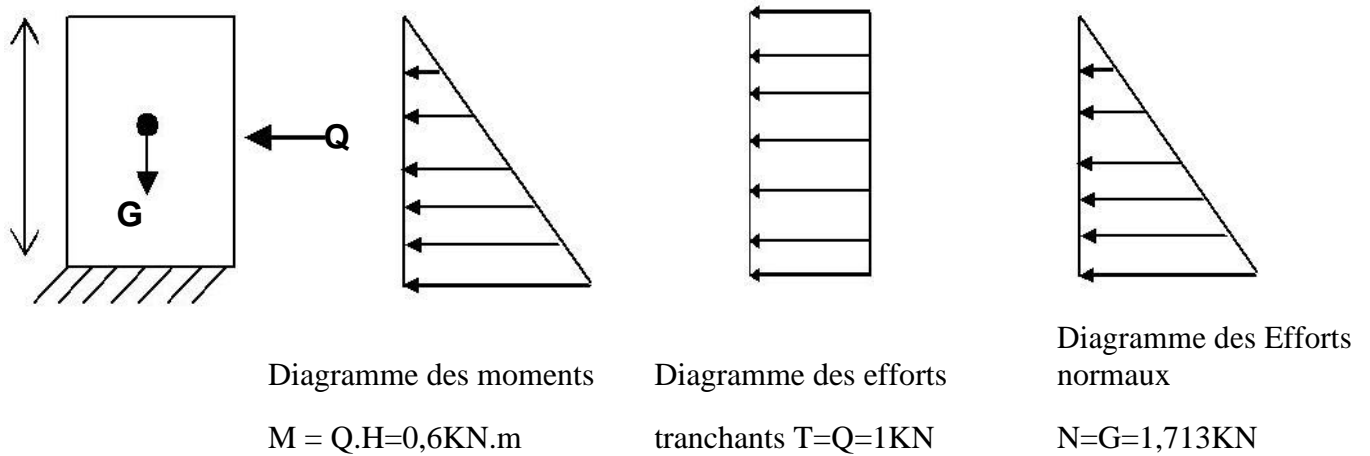


Fig. : III.1.2 Schéma statique des efforts internes

III.1.3. Les combinaisons de charge:

A L'ELU : 1,35G+1,5Q

- Effort normal N: $N_u = 1,35 N = 1,35 \times 1,713 = 2,31 \text{ KN}$
- Moment fléchissant : $M_u = 1,5 M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN m}$
- Effort tranchant T : $T_u = 1,5 T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

A L'ELS : G+Q

- Effort normal: $N_s = N = 1,713 \text{ KN}$
- Moment de renversement: $M_s = M = 0,6 \text{ KN m}$
- Effort tranchant T : $T_s = T = 1 \text{ KN}$

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion, le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

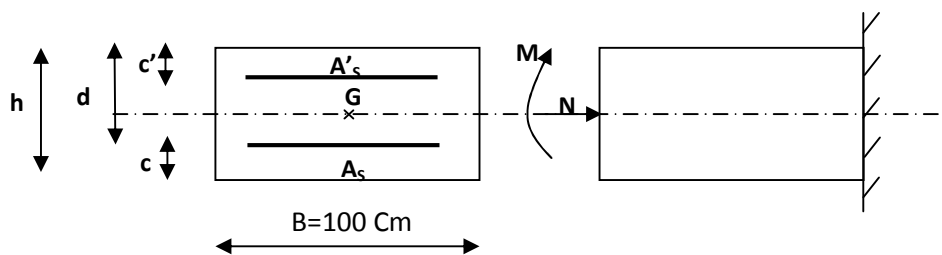


Fig.III.1.3. Schéma statique de la section de l'acrotère

Position du centre de pression :

$$e_x = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90 \times 10^2}{2,312 \times 10^2} = 0,389 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 3 = 2,00 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur

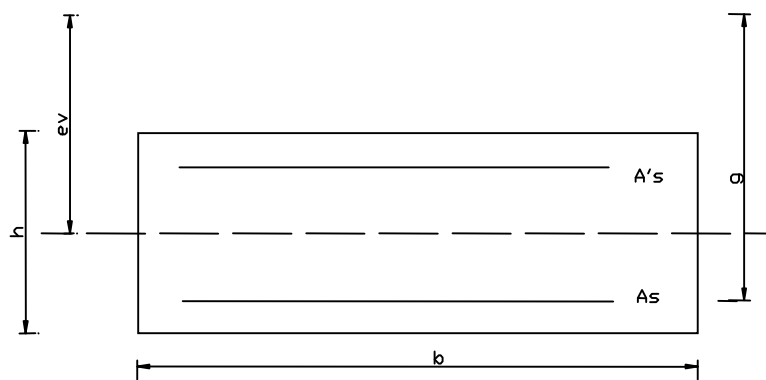
de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec : **Mu** : moment du à la compression ; **Nu** : effort de compression.

Cp : centre de pression. **eu** : excentricité.

C : l'enrobage.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « **Mf** » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



III.1.5 Calcul en flexion simple :

a) **Moment fictif :** $M_f = Nu \times g$

Avec : $g = eu + (\frac{h}{2} - c)$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendue.

$$M_f = 2,312 \times \left[0,39 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \right] = 0,970 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0,970 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d f_{bu}} = \frac{0,970 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0106$$

$$\mu_b = 0,0106 < \mu_l = 0,392.$$

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

Asc = 0.

$$\mu_b = 0,0106 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,995$$

b) **Armatures fictives (flexion simple) :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0,995$$

Donc :
$$A_{stf} = \frac{Mf}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{970}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,350 \text{ cm}^2.$$

c) Armature réelles (flexion composée) :

d)

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0,350 - \frac{2,312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,284$$

$$A_s = 0,284 \text{ cm}^2.$$

III.1.6. Vérifications:

III.1.6-1: Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1)

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2.$$

Remarquons que : $A_s < A_{\min}$, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_s = A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2$.

La section d'acier est **4HA 8 / ml = 2,01 cm²** avec un espacement de **St = 20 cm**.

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2,01}{4} = 0,505 \text{ cm}^2.$$

Donc $A_r = 4\text{HA}8 \equiv 2,01 \text{ cm}^2$. Espacées de **20 cm²**.

III.1.6.2 : Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement.}$$

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\}$ (MPa).

et $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.} \end{cases}$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,018 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0,018 \quad \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}, 4 \right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{ la condition est vérifiée, donc}$$

pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

III.1.6.3 : Vérification de l'adhérence des barres :

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}^{\text{lim}} \quad \text{avec} \quad \tau_{se}^{\text{lim}} = \Psi_s f_{ct28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

Avec $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i}$; U_i : somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 4 \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 10,05} = 0,207 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_{se} = 0,207 < \tau_{se}^{\text{lim}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$ donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) : $L_s = 40 \phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$

III.1.6.4 : vérification des espacements des barres :

(Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc $S_t \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

$h = 10 \text{ cm.}$ C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **20 cm** ; donc la condition est vérifiée.

III.1.6.5 : Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^{\text{lim}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}.$$

Les aciers $\begin{cases} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ f_e E 400 \end{cases} \Rightarrow \eta = 1,6$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

Calcul de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$ avec $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$.

Calcul de β_1 :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,253$$

$$\rho = 0,253 \implies \beta_1 = 0,920 \implies K_1 = 47,50 \implies K = \frac{1}{K_1} = 0,02.$$

A.N: $\sigma_{st} = \frac{600}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,55 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 4,055 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} ; \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

Vérifions que : σ_{bs} σ_{bs} avec : $\sigma_{bs} = k \sigma_s$

$$\sigma_{bs} = 0,02 \times 40,55 = 0,811 \text{ MPa} ; \text{ et } \sigma_{bs} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.1.6.6 : Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99 / Art A.6.2.3)

D'après le **RPA 99 (version 2003)**, les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la

zone et du groupe d'usage $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \implies A = 0,15$

C_p : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0,3 et 0,8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $C_p = 0,8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $W_p = G = 1,7125 \text{ KN/ml}$.

D'où $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$.

Conclusion :

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

III.1.7. Schéma du Ferrailage de l'acrotère :

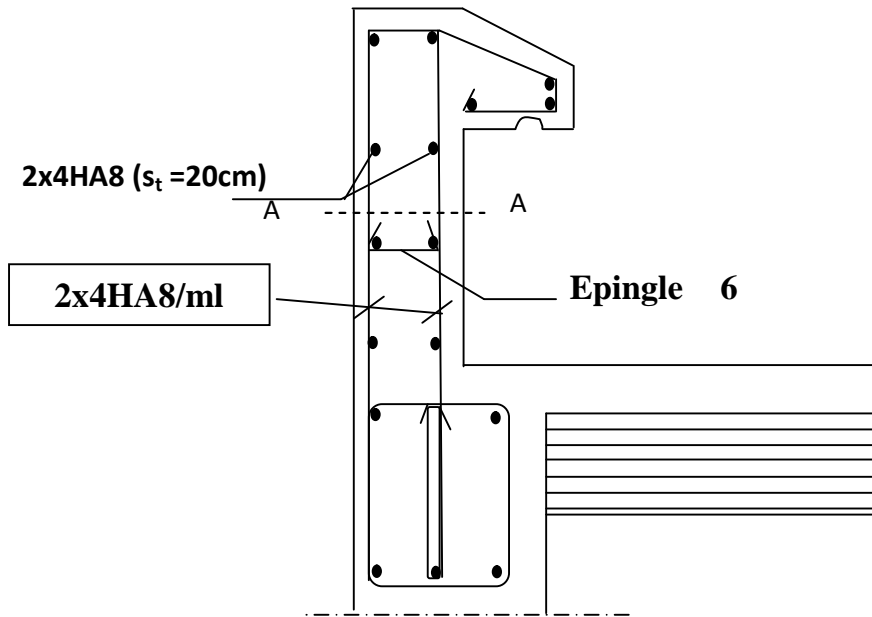
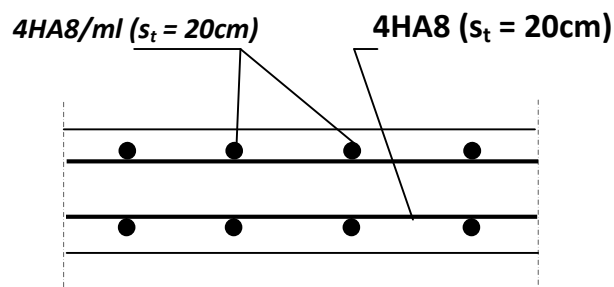


Fig. III.1.: Ferrailage de l'acrotère



Coupe A - A

III.2. Calcul des plancher :

III.2.1 Introduction :

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Transmission des charges et surcharges.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée $Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$. Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède, aussi parce que il permet d'avoir un plafond uni.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

On fera l'étude pour un type de planchers (plancher le plus défavorable) et on adoptera le même ferrailage pour :

- 1- plancher étage courant
- 2- plancher terrasse.

III.2.2 Plancher en corps creux :

III.2.2.1 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520**, $\leq 6 \text{ mm}$) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423)**.

-**33 cm** pour les barres // aux poutrelles.

-**20 cm** pour les barres \perp aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec $L = 65 \text{ cm}$; distance entre axes des poutrelles.

D'où $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$

Soit $A_{\perp} = 6W6 = 1,7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{//} = 6W6 = 1,7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm.

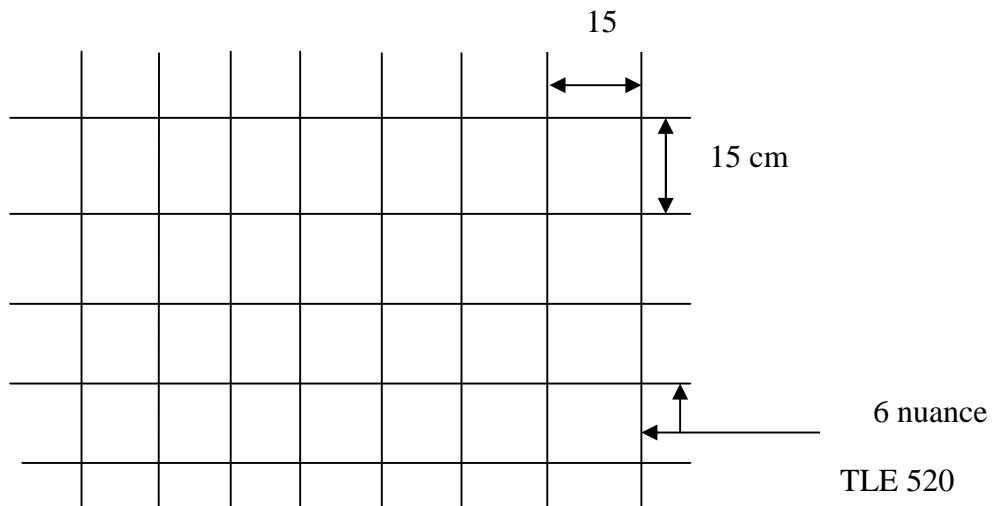


Fig. III.2.1 : Treillis soudés de 15 x15 cm

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (6x6x150x150).

III.2.2.2 Calcul de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

a) Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

b) Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens du plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles BAEL91 préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

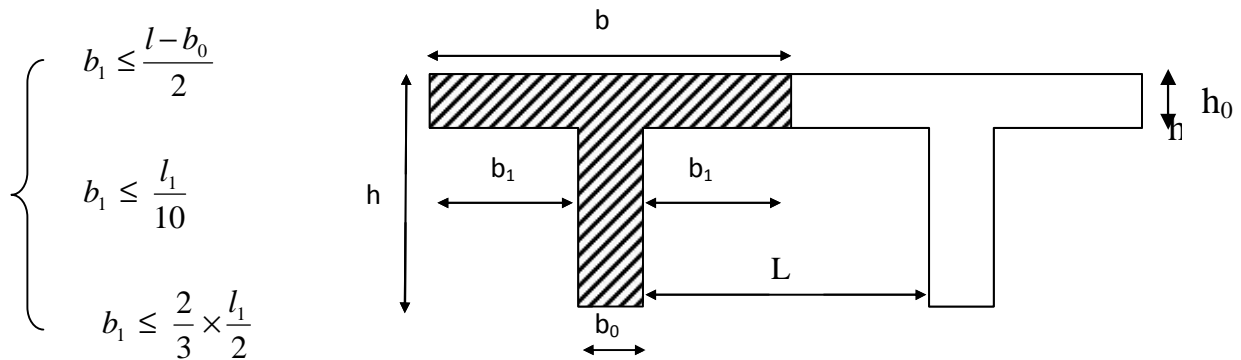


Fig III.2.2 Largeur efficace de la table de

Avec :

- L : distance entre axe des poutrelles ;
- l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4.25$ m (la travée la plus sollicitée) ;
- b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;
- b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm) ;

Remarque :

Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher le plus sollicité, c - à - d celui qui porte la plus grande surcharge. Dans notre cas c'est le plancher à usage bureau.

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes.

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

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0,95 \text{ KN} / \text{m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : $G_1=0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN} / \text{ml}$
- Poids du corps creux : $G_2=0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN} / \text{ml}$

Avec : $l = 65\text{cm}$; largeur de l'hourdis

$$G=G_1+G_2=0,12+0,62= \mathbf{0,74\text{KN/ml}}$$

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

Calcul à L'ELU :

- **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35(0,74) + 1,50(1) = 2,5\text{KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times (4,25)^2}{8} = 5,640\text{KN.ml}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4,25}{2} = 5,312\text{KN}$$

- **Calcul de la section d'armature :**

Soit l'enrobage $c=2\text{cm}$

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

$$\tilde{\eta}_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,640 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 8,275 \gg 0,392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires.

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

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastres partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

2. Largeur efficace de la table de compression :

(Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b) :

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des ourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{4.20}{10} = 42 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 140 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend **b = 26,5 cm**

3. Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot ;
- Méthode des trois moments ;

Méthode forfaitaire :

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99) :

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

$$Q = 2.5 \leq \max\{2G; 5 \text{ KN} / \text{ml}\} = 11 \text{ KN} \quad \varnothing \text{ la condition est vérifiée}$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
 \varnothing la condition est vérifiée.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{420}{350} = 1,2 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{350}{420} = 0,83 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{420}{400} = 1,05 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{400}{420} = 0,95 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

4°/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

b) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire 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.

c) Exposé de la méthode :

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.

$M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.

- M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

- M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) M_t \geq \max [1.05 M_0; (1+0.3r) M_0] - \frac{M_s + M_e}{2}$$

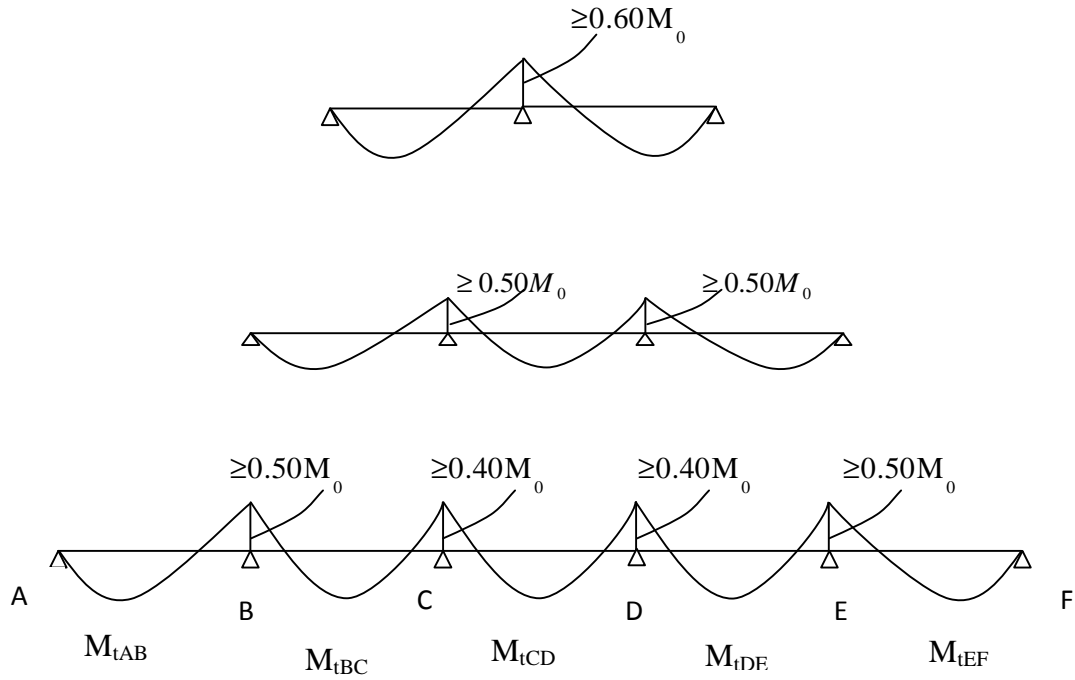
$$2) M_t \geq \frac{1+0.3r}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3r}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

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

- a. **0.6 M_0** pour une poutre de deux travées.
- b. **0.5 M_0** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- c. **0.4 M_0** pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis, on aura le diagramme suivant :



d) Application :

- **Combinaison de charge :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.10 \times 0.65 = 3.315 \text{ KN/ml} \\ Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

A l'E.L.U: $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.91 \text{ KN / ml}$

A l'E.L.S: $q_s = G + Q = 4.94 \text{ KN / ml}$

Calcul des rapports des charges :

$$r = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq r \leq \frac{2}{3}$$

$$r = \frac{2.5}{5.10 + 2.5} = 0.329 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
r	(1 + 0.3α)	(1 + 0.3α) / 2	(1.2 + 0.3α) / 2
0.329	1.0987	0.5493	0.6493

Calcul des moments isostatique :

- En travée

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}$$

Travée	A - B	B - C	C - D	D - E	E - F	F-G	G-H
L(m)	3.5	3.50	4.20	4	4.20	3.5	3.5
M ₀	10.580	10.580	15.236	13.82	15.236	10.580	10.580

- En appuis

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

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficien forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.3
M _{appui}	4.570	7.618	6.094	6.094	6.094	6.094	7.618	4.570

Calcul des moments en travées :

- **Travée de rive A – B**

$$\diamond M_{tAB} \geq (1 + 0.3r)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \text{ et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tAB} \geq 1.0987 \times 10.580 - \frac{4.570 + 7.618}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 5.53 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\diamond M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3r}{2} \right) M_{01} = 0.6493 \times 10.580 = 6.869 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

On prend :

$$M_{tAB} = 6.869 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

- **Travée intermédiaire B - C**

$$\diamond M_{tBC} \geq (1 + 0.3r)M_{02} - \frac{M_B + M_c}{2} \text{ et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tBC} \geq 1.0987 \times 10.58 - \frac{7.618 + 6.094}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 4.768 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\diamond M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3r}{2} \right) M_{02} = 0.5493 \times 10.58 = 5.811 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On prend :

$$M_{tBC} = 5.811 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

• **Travée intermédiaire C - D**

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

$$M_{iCD} \geq 1.0987 \times 15.236 - \frac{6.094 + 6.094}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 10.645 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{iCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3r}{2} \right) M_{03} = 0.5493 \times 15.236 = 8.369 \text{ KN. m}$$

On prend :

$$M_{tCD} = 10.645 \text{ KN. M}$$

• **Travée intermédiaire D - E**

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

$$M_{iDE} \geq 1.0987 \times 13.82 - \frac{6.094 + 6.094}{2}$$

$$M_{tDE} \geq 9.090 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{iDE} \geq \left(\frac{1 + 0.3r}{2} \right) M_{04} = 0.5493 \times 13.82 = 7.591 \text{ KN. m}$$

On prend :

$$M_{tDE} = 9.090 \text{ KN. M}$$

• **Travée intermédiaire E - F**

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

$$M_{iEF} \geq 1.0987 \times 15.236 - \frac{6.094 + 6.094}{2}$$

$$M_{tEF} \geq 10.645 \text{ KN. m}$$

$$\diamond M_{iEF} \geq \left(\frac{1 + 0.3r}{2} \right) M_{05} = 0.5493 \times 15.236 = 8.369 \text{ KN. M}$$

On prend :

$$M_{tEF} = 10.645 \text{ KN. M}$$

• **Travée intermédiaire F - G**

$$\diamond M_{iFG} \geq (1 + 0.3r)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iFG} \geq 1.0987 \times 10.58 - \frac{7.618 + 6.094}{2}$$

$$M_{tFG} \geq 4.768 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{iFG} \geq \left(\frac{1 + 0.3r}{2} \right) M_{02} = 0.5493 \times 10.58 = 5.811 \text{ KN. m}$$

On prend :

$$M_{tFG} = 5.811 \text{ KN.}$$

• **Travée de rive G – H**

$$\diamond M_{tGH} \geq (1 + 0.3r)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \text{ et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tGH} \geq 1.0987 \times 10.580 - \frac{4.570 + 7.618}{2}$$

$$M_{tGH} \geq 5.53 \text{ KN . m}$$

$$\diamond M_{tGH} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3r}{2} \right) M_{01} = 0.6493 \times 10.580 = 6.869 \text{ KN. M}$$

On prend :

$$M_{tGH} = 6.869 \text{ KN. M}$$

Diagramme des moments :

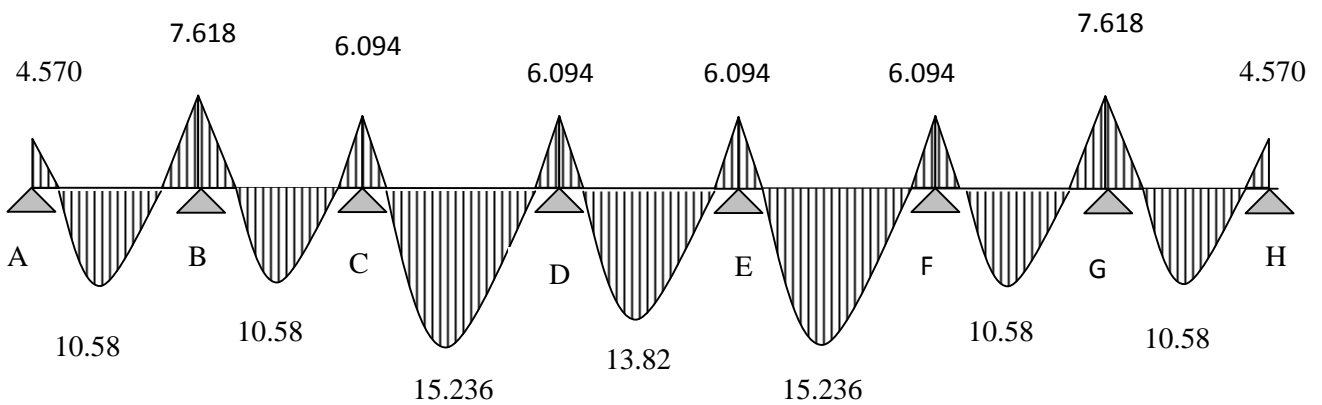


Fig.III.2.3 Diagramme des moments

Calcul de l'effort tranchant

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

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

• **La travée A – B**

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

$$V_A = \frac{6.91 \times 3.50}{2} + \frac{(-7.618) - (-4.570)}{3.50}$$

$$V_A = 11.221 \text{ KN.}$$

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

$$V_B = -\frac{6.91 \times 3.50}{2} + \frac{(-7.618) - (-4.570)}{3.50}$$

$$V_B = -12.962 \text{ KN.}$$

• **La travée B- C**

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

$$V_B = \frac{6.91 \times 3.50}{2} + \frac{(-6.094) - (-7.618)}{3.50}$$

$$V_B = 12.527 \text{ KN.}$$

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

$$V_C = -\frac{6.91 \times 3.50}{2} + \frac{(-6.094) - (-7.618)}{3.50}$$

$$V_C = -11.657 \text{ KN.}$$

• **La travée C - D**

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

$$V_C = \frac{6.91 \times 4.20}{2} + \frac{(-6.094) - (-6.094)}{4.20}$$

$$V_C = 14.511 \text{ KN.}$$

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

$$V_D = -\frac{6.91 \times 4.20}{2} + \frac{(-6.094) - (-6.094)}{4.20}$$

$$V_D = -14.511 \text{ KN.}$$

• **La travée D - E**

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

$$V_D = \frac{6.91 \times 4.00}{2} + \frac{(-6.094) - (-6.094)}{4.00}$$

$$V_D = 13.82 \text{ KN.}$$

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

$$V_E = -\frac{6.91 \times 4.00}{2} + \frac{(-6.094) - (-6.094)}{4.00}$$

$$V_E = -13.82 \text{ KN.}$$

• **La travée E-F**

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

$$V_E = \frac{6.91 \times 4.20}{2} + \frac{(-6.094) - (-6.094)}{4.20}$$

$$V_E = 14.511 \text{ KN.}$$

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

$$V_F = -\frac{7.26 \times 4.2}{2} + \frac{(-6.094) - (-6.094)}{4.20}$$

$$V_F = -14.511 \text{ KN.}$$

• **La travée F-G**

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

$$V_F = \frac{6.91 \times 3.50}{2} + \frac{(-7.618) - (-6.094)}{3.50}$$

$$V_F = 11.657 \text{ KN.}$$

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

$$V_G = -\frac{6.91 \times 3.50}{2} + \frac{(-7.618) - (-6.094)}{3.50}$$

$$V_G = -12.527 \text{ KN.}$$

• **La travée G-H**

$$V_G = \frac{q_u l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$V_G = \frac{6.91 \times 3.50}{2} + \frac{(-4.570) - (-7.618)}{3.50}$$

$$V_G = 12.963 \text{ KN.}$$

$$V_H = -\frac{q_u l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$V_H = -\frac{6.91 \times 3.50}{2} + \frac{(-4.570) - (-7.618)}{3.50}$$

$$V_H = -11.221 \text{ KN.}$$

Diagramme des efforts tranchant :

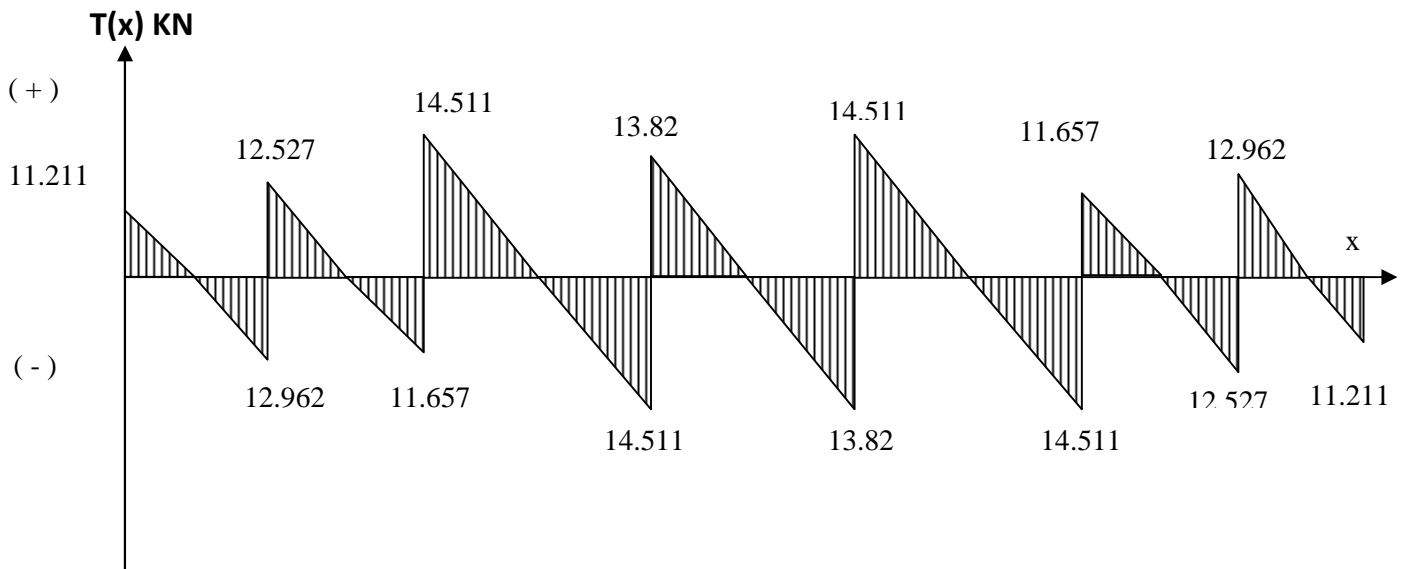


Fig.III.2.4. diagramme des efforts tranchants

III.2.2.3. Ferrailage à l'E.L.U

- **Armature longitudinale :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 15.236 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 7.618 \text{ KN.m}$$

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

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

➤ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 15,236 \text{ KN.m}$$

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

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

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

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max}_t = 15,236 \text{ KN.m} \langle M_t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression} \quad ;$$

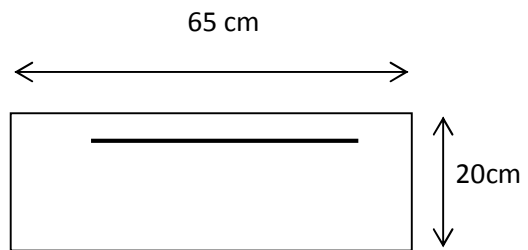
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20).

$$\sim = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15,236 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,050$$

$$\sim = 0,050 < \sim_0 = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\sim = 0,050 \rightarrow s = 0,974$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{s \times d \times \frac{f_e}{\chi_s}} = \frac{15,236 \times 10^5}{0,974 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 2,498 \text{ cm}^2$$



$A_t = 2,498 \text{ cm}^2$ on adopte ; **3HA12 = 3,39 cm²**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 7,618 \text{ KN.m}$$

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 **b₀=12cm** et de hauteur **h =20cm**.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7,618}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,138.$$

$$\sim = 0,138 < \sim_0 = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

$$\sim = 0,138 \Rightarrow s = 0,925$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{s d \chi_s} = \frac{7,618 \times 10^4}{0,925 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1,314 \text{ cm}^2.$$

$A_a = 1,314 \text{ cm}^2$ on adopte ; **2HA12 = 2,26 cm²**

Conclusion

En travée, on adoptera : **3HA12 = 3,39 cm²**.

Aux appuis, on adoptera : **2HA12 = 2,26 cm²**.

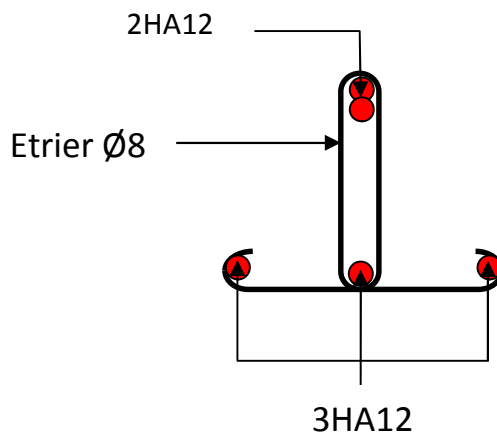
Pour les aciers de continuité, on place **2HA8 = 1,00cm²**

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

$$w_t = \min(h/35, b_0/10, w_1)$$

$$w_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte **2 HA8 = 1,00 cm²**.



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

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

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

$$\Rightarrow S_t = 15cm$$

III.2.3. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

➤ En travée :

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

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

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

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

b) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_u^{\max} = 14,511 \text{ kN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 14,511 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,671 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,671 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \xi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3,14 \times (3 \times 12) = 113,04 \text{ mm}:$$

$$\tau_{se} = \frac{14,511 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,792 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,792 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d) L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5.1.313)

➤ Sur le béton

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\alpha_b} 0,9 d b_{00}$$

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

$$V_u^{\max} = 14,511 \text{ KN} < \overline{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

➤ Sur l'acier :

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

$$A_a = 2,26 \geq \frac{1,15}{400} \left(14,511 + \frac{7,618}{0,9 \times 18} \right) = 0,043$$

\Rightarrow condition vérifiée .

e) L'ancrage des barres :

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \xi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \eta \frac{f_e}{4 \overline{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e E400, \text{ acier HA, } L_s = 40 \quad \longrightarrow \quad L_s = 42,40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0,4 L_s$

$$L_s = 0,4 \times 42,4 = 16,96 \text{ cm}$$

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

III.2.4. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$V_u^{\max} = 14,511 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{14,511 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,124$$

$$\tau_u = 0,124 \text{ MPa}$$

$$f_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\alpha_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)}$$

$$f_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4.347, 5 \text{ MPa}\}$$

$$f_u = 4.347 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = 0.124 \text{ MPa} < f_u = 4.347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul à l'E.L.S

Moment de flexion à l'E.L.S (BAEL 91 ; modifié 99)

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 $q_s / q_u = 0.716$

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6,91 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 4,94 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} \longrightarrow q_s / q_u = 0,716$$

Les moments en travées :

$$M_{tAB} = 10,58 \times 0.716 = 7,575 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 10,58 \times 0.716 = 7,575 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = 15,236 \times 0.716 = 10,908 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = 13,82 \times 0.716 = 9,895 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF} = 15,236 \times 0.716 = 10,908 \text{ KN.m}$$

$$M_{tFG} = 10,58 \times 0.716 = 7,575 \text{ KN.m}$$

$$M_{tGH} = 10,58 \times 0.716 = 7,575 \text{ KN.m}$$

Les moments en appuis

$$M_A = 4,570 \times 0.716 = 3.272 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 7,618 \times 0.716 = 5,454 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 6,094 \times 0.716 = 4,363 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 6,094 \times 0.716 = 4,363 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 6,094 \times 0.716 = 4,363 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 6,094 \times 0.716 = 4,363 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 7,618 \times 0.716 = 5,454 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 4,570 \times 0.716 = 3.272 \text{ KN.m}$$

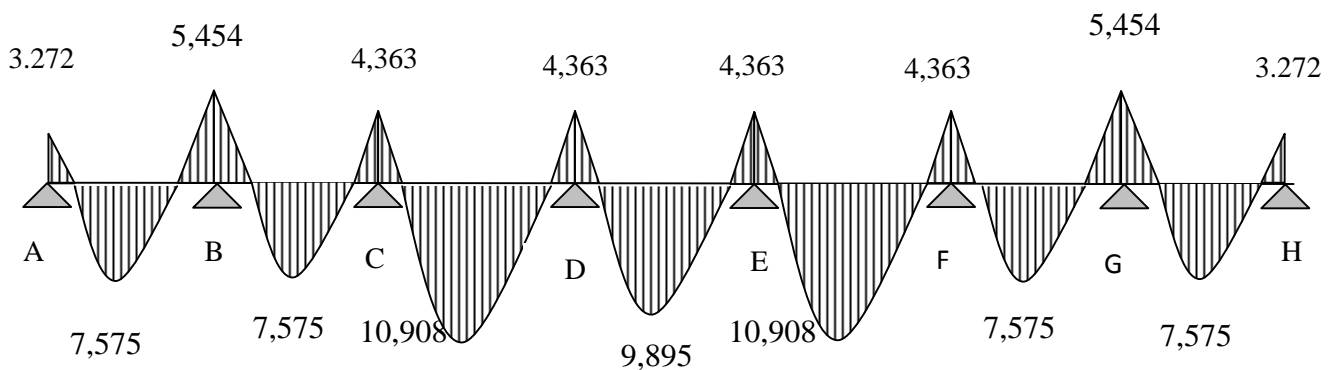


Fig. 2.5 Diagramme des moments fléchissant

Effort tranchant à l'E.L.S

1- Travée A – B

$$V_A = 11,221 \times 0,716 = 8,034 \text{ KN}$$

$$V_B = -12,962 \times 0,716 = - 9,281 \text{ KN}$$

2- Travée B – C

$$V_B = 12,527 \times 0,716 = 8,969 \text{ KN}$$

$$V_C = -11,657 \times 0,716 = - 8,346 \text{ KN}$$

3- Travée C – D

$$V_C = 14,511 \times 0,716 = 10,389 \text{ KN}$$

$$V_D = -14,511 \times 0,716 = - 10,389 \text{ KN}$$

4- Travée D – E

$$V_D = 13,82 \times 0,716 = 9,895 \text{ KN}$$

$$V_E = -13,82 \times 0,716 = - 9,895 \text{ KN}$$

5- Travée E – F

$$V_E = 14,511 \times 0,716 = 10,389 \text{ KN}$$

$$V_F = - 14,511 \times 0,716 = - 10,389 \text{ KN}$$

6- Travée F – G

$$V_F = 11,657 \times 0,716 = 8,346 \text{ KN}$$

$$V_G = -12,527 \times 0,716 = - 8,969 \text{ KN}$$

7- Travée G – H

$$V_G = 12,962 \times 0,716 = 9,281 \text{ KN}$$

$$V_H = - 11,221 \times 0,716 = - 8,034 \text{ K}$$

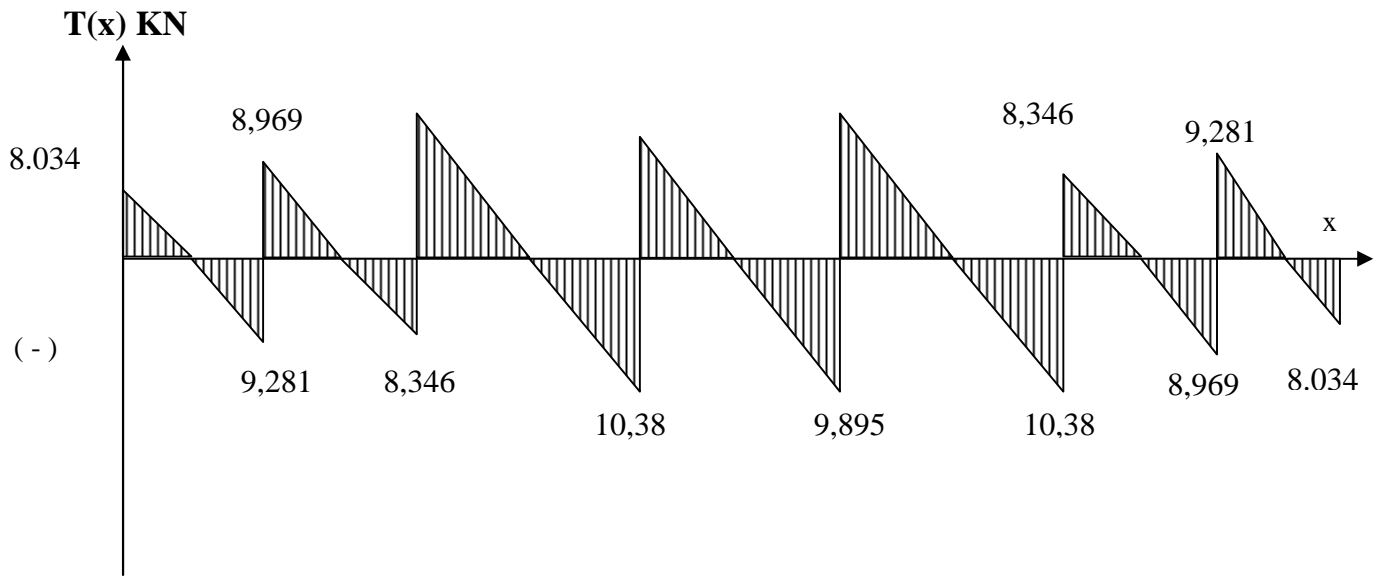


Fig 2.6. Diagramme des efforts tranchants

III.2.5. Vérification à l'E.L.S

a- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

b- Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\tau_{bc} < \bar{\tau}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bc} = K \cdot \tau_s \quad \text{avec : } \tau_s = \frac{M_s}{S_1 \times d \times A_s}$$

➤ En travée :

$$\dots_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,569 \Rightarrow S = 0,836 \quad K_1 = 15,5 \text{ et } K = 0,064$$

$$\tau_s = \frac{M_t}{S \cdot d \cdot A_s} = \frac{10,908 \times 10^6}{0,841 \times 18 \times 3,39 \times 10^3} = 212,557 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \tau_s = 13,6 < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

➤ Sur appuis :

$$\dots_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,05 \Rightarrow \begin{cases} K = 0,049 \\ S = 0,858 \end{cases}$$

$$\tau_s = \frac{Ma}{S.d.A_s} = \frac{5,454 \times 10^6}{0.858 \times 18 \times 2.26 \times 10^3} = 156.26 \text{ MPa}$$

$$K. \tau_s = 7,66 < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

III.2.6. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

<

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_c}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b₀ : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.0476 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0,0476 > \frac{4,46}{15 \times 7.02} = 0,042 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{1.13}{18 \times 12} = 0,0052 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

III.3. Dalles pleines de type console (balcon):

Le balcon se calcule comme une console encastree au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à une charge horizontale « Q » due à la main courante qui engendre un moment « M_Q » dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée à la flexion simple. Il est réalisé en dalle pleine.

III.3.1. Pré-dimensionnement de la dalle pleine :

Largeur : 1,00m

Longueur : 3.60 m

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{1.00}{10} = 0.1m \quad \text{Avec L : largeur du balcon.}$$

On adopte **ep = 15cm**

III.3.2. Schéma statique de calcul:

Avec :

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle ;

G_1 : surcharge du garde de corps ;

G_1 : charge permanente de garde de corps ;

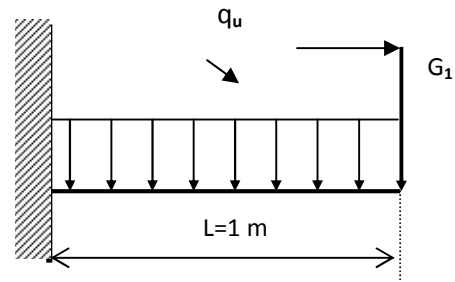


Fig III.2.1 schéma statique du balcon

III.3.3. Détermination des sollicitations :

- Charges permanentes :

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ³)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en mortier de ciment	18	0,02	0,36
			G= 5,31

- Garde corps

Charges permanentes centrées (poids du corps creux)	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ³)
Murs en briques creuses	09	0,10	0,90
Enduit en mortier de ciment	19	2 x 0,02	0,72
			G= 1,62

- Charges d'exploitation :

Charge d'exploitation de la dalle : $Q_d = 3,5 \text{ KN/m}$

Remarque :

Le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

III.3.2. Calcul à l'ELU

Combinaison des charges :

A L'ELU :

Dalle : $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times l = [(1.35 \times 5.31) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 12.43 \text{ KN/ml}$

Garde de corps : $q_{u2} = 1.35 \times 1,62 = 2,19 \text{ KN}$

A L'ELS :

Dalle : $q_{s1} = G + Q = [5.31 + 3.5] \times 1 = 8.81 \text{ KN/ml}$

Garde de corps : $q_{s2} = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN}$

III.3.3. Le ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur, la distance dangereuse est située au niveau d'encastrement.

- Calcul du moment sollicité:

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

$$M_u = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} + q_{u2} \cdot l \quad \Rightarrow \quad M_u = \frac{12.43 \times 1^2}{2} + 2.19 \times 1 \quad \Rightarrow \quad M_u = 8.40 \text{ KN.m}$$

$M_u = 8.40 \text{ KN.m}$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 13 \text{ cm}$

a) Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

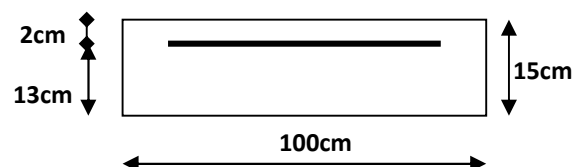
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,40 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.036$$

$\mu = 0.036 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$

$\mu = 0.036 \Rightarrow s = 0.982$

$$A_s = \frac{M_u}{s \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,40 \times 10^5}{0.982 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1.89 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.89 \text{ cm}^2$



Armatures principale 4HA10/ml → 3,14cm²/ml avec un espacement S_t = 25cm

a) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78\text{cm}^2$$

Armatures de répartition 4HA8/ml → 2.01cm² avec un espacement S_t = 25cm

III.3.4 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art. 4.2.1 /BAEL 91modifier 99)

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) d.b = 0.23 \times 100 \times 13 \frac{2.1}{400} = 1.57\text{cm}^2$$

A_S = 3,14cm² > A_{min} = 1.57cm² ⇒ A_S = 3,14cm² condition vérifiée

b) Contrainte tangentielle (Art .A.5.1.2/ BAEL 91modifier 99) :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{b} ; 4\text{MPa} \right)$$

$$V_u = q_{u1}x1 + q_{u2} = 12.43x1,00 + 1,62 = 14,05\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{14.05x10^3}{1000x130} = 0.10\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{b} ; 4\text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.10\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$ ➡ Condition vérifiée des armatures transversale ne sont pas nécessaires).

c) Vérification de l'adhérence (Art .A.6.1.3/BAEL91 modifier99)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \sigma_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n f \Phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125,60\text{mm}$$

$$f_{se} = \frac{14,05 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,60} = 0,96 \text{ MPa}$$

$$f_{se} < \bar{f}_{se} \quad 0,96 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa}$$

➡ Condition vérifiée (pas de risque d'entraînement des barres).

d) Espacement des barres :(Art. A.8.2.42/BAEL91 modifier 99)

Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 20\text{cm}$ Vérifiée.

Armature de répartition: $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 25\text{cm}$ Vérifiée.

e) Longueur de scellement : (Art. A.6.1.22 BAEL91)

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement après l'article (6.1.253/BAEL91 modifier 99) est fixé pour les barres haute adhérence à :

$$L_{cr} = 0,4L_s = 0,4 \times 45 = 18\text{cm}$$

Soit **Ls=18cm**

f) Ancrage des barres aux appuis :

$$f_{se} = 0,6 \cdot f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\times f_e}{4 \times f_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27\text{cm} \geq 25\text{cm} \quad \text{on prévoir des crochet}$$

$$L_r = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10\text{cm}$$

g) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art.4.2.1/BAEL91)

$$\bar{V}_U = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{s} = 0,4 \times 25 \times 0,9 \frac{0,13 \times 1}{1,15} = 1017,39 \text{ KN}$$

$$V_U = 14,05 \text{ KN} < 1017,39 \text{ KN}.$$

h) Influence de l'effort tranchant aux appuis (armature principal)

$$A_s = V_U / f_e \quad \text{avec } V_U = 14,04 \text{ KN}$$

$$V_U / f_e = 14,04 \times 1000 \times 1,15 / 400 = 0,40 \text{ cm}^2$$

III.3.5 Vérification a l'ELS :

• **Calcul du moment sollicité:**

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

$$M_s = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} + q_{s2} \cdot l$$

$$M_s = \frac{8,81 \times 1^2}{2} + 1,62 \times 1 = 6,02 \text{ KN.m} \quad \Longrightarrow \quad M_s = 6,02 \text{ KN.m}$$

- Les contraintes dans le béton et l'acier :

➤ La Contraintes dans l'acier:

On doit vérifier que : $\tau_{st} \leq \bar{\tau}_{st}$

$$\tau_{st} \leq \bar{\tau}_{st} = \min \{0.5 f_e, 90 \cdot n \cdot f_{t28}\} = \min \{0.5 \times 400, 90 \cdot 1.6 \times 2.1\} = 164.97 \text{MPa}$$

$$\tau_{st} = \frac{M_s}{S_1 \times d \times A_s}$$

$$\dots = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\dots = 0.24 \longrightarrow k_1 = 0.921 \longrightarrow k_1 = 48.29$$

Alors : $\tau_{st} = \frac{6.02 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 160.12 \text{MPa} < \bar{\tau}_{st} = 164.97 \text{MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Contrainte dans le béton : On doit vérifier que : $\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc}$

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

$$K_1 = \frac{\tau_{st}}{\tau_{bc}} = \frac{160.12}{48.29} = 3.31 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \longrightarrow$$
 Condition vérifiée

- Etat limite de déformation (Art.6.8.424/BAEL91)

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{100} = 0.15 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow$$
 Condition vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0.15 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{6.02}{15 \times 1.10} = 0.36 \longrightarrow$$
 Condition non vérifiée

$$\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \longrightarrow$$
 Condition vérifiée

➤ Calcul de la flèche :

On va vérifier la formule suivante : $f_v = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq f = \frac{L}{250}$

Avec : I : inertie fictive de la section pour des charges de longue durée.

E_v : module de déformation déferé. $E_v = 10818.865 \text{MPa}$

$$Y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{100x \frac{15^2}{2} + 15x 3.14 \times 13}{100x 15 + 15x 3.14} = 7.73 \text{cm}$$

$$Y_1 = 7.73 \text{cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 \longrightarrow Y_2 = 15 - 7.73 = 7.27 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.73^3 + 7.27^3) + 15 \times 3.14 (7.27 - 2)^2 = 71807.67 \text{cm}^4$$

$$I_0 = 71807.67 \text{cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A}{bxd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024$$

➤ Calcul des coefficients λ et μ

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0024 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 3.5$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0024 \times 160.12 + 2.1} = 1.00$$

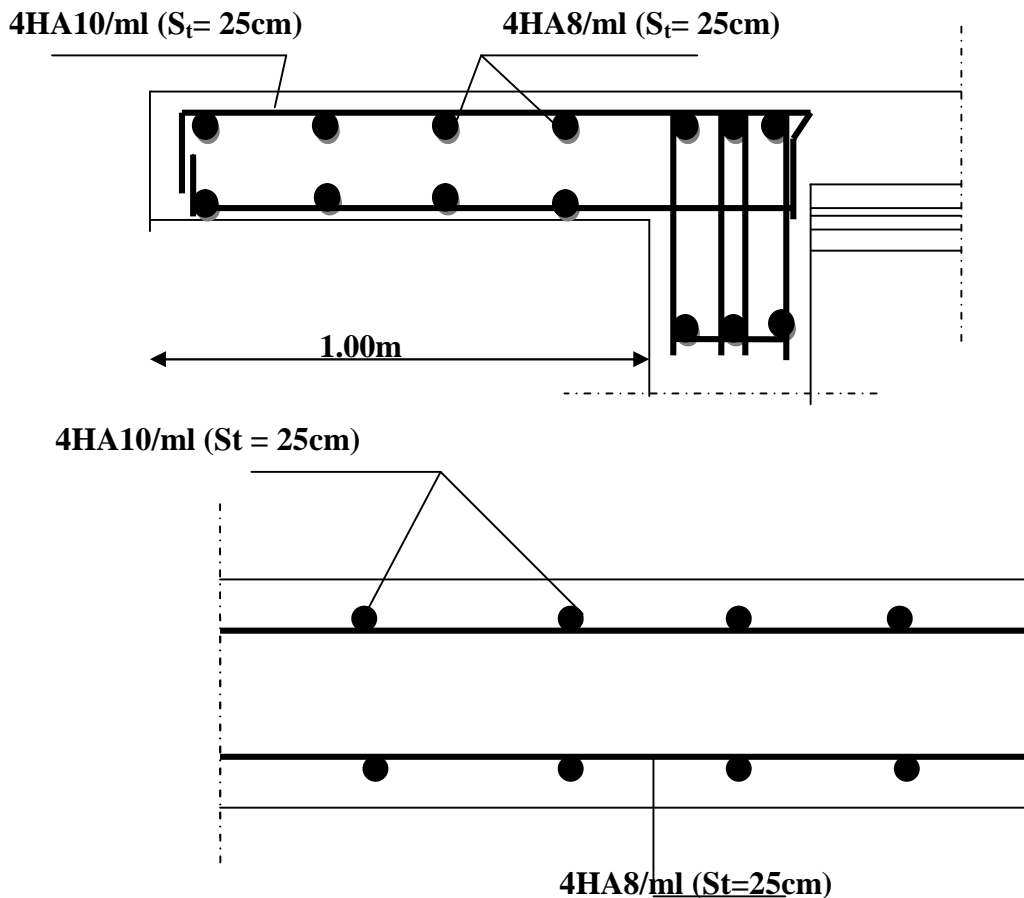
$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda} = \frac{1.1 \times 71807.67}{1 + 1 \times 3.5} = 17552.98 \text{ cm}^3$$

$$f \equiv \frac{M_S l^2}{10 E_v I} = \frac{6.02 \times 100^2 \times 100}{10 (10818.86 \times 1000) \times (17552.98 \times 0.0001)} = 0.031 \text{ cm} \leq f = \frac{100}{250} = 0.4 \text{ cm}$$

➡ La flèche est vérifiée

Conclusion : le balcon sera ferrailé comme suit :

III.3.6. schéma de ferrailage



Coupe A-A

Figure III.3.2 : Ferrailage du balcon

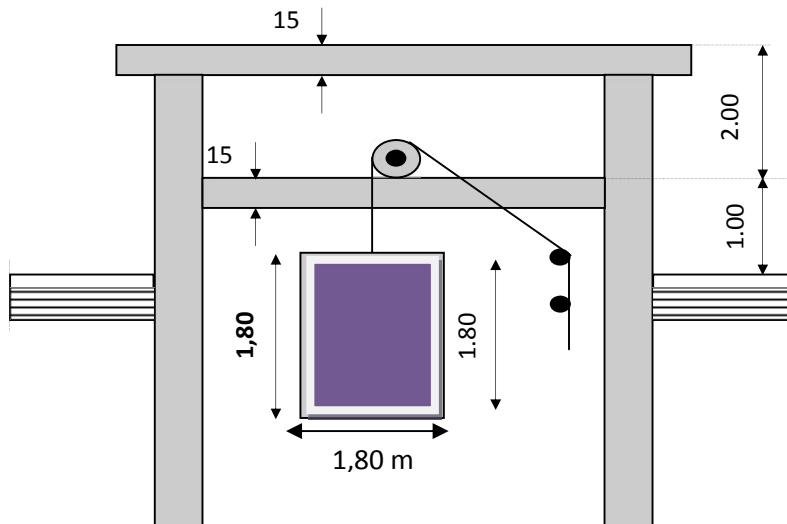
III.4. Etude de la salle machine

III.4. 1. Calcul des dalles pleines :

Notre immeuble comporte d'une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur quatre cotés. Le panneau est carré de 1,80 m de coté.

La vitesse de l'entraînement de l'ascenseur est $V = 1 \text{ m/s}$.

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de **9 tonnes**.



.Dimensionnement :

$$h_t \quad \frac{l_x}{30} = \frac{180}{30} = 6,00$$

h_t : doit être au moins égal à 12 cm (RPA 99 version 2003), soit $h_t = 15 \text{ cm}$.

La dalle repose sur quatre cotés, elle est soumise à une charge localisée. Le calcul se fait à l'aide des abaques de « **PIGEAUD** » qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

III.4.1.1.Calcul du panneau à l'ELU :

➤ **Calcul des efforts :**

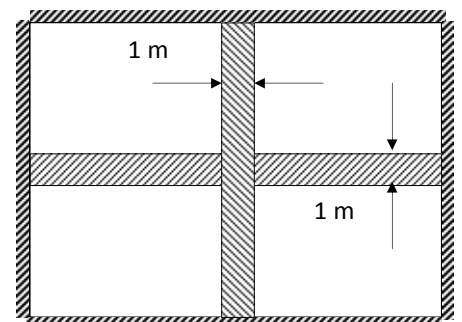
Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au **BAEL 91**.

➤ **Principe de la méthode :**

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que le panneau est simplement appuie, on définit :

$$= \frac{l_x}{l_y} \quad \text{Avec : } l_x < l_y$$



- ▶ Si $\mu < 0,4$; le panneau travaille dans un seul sens (l_x) au centre de la dalle pour une bande de 1 m de largeur.

Avec :

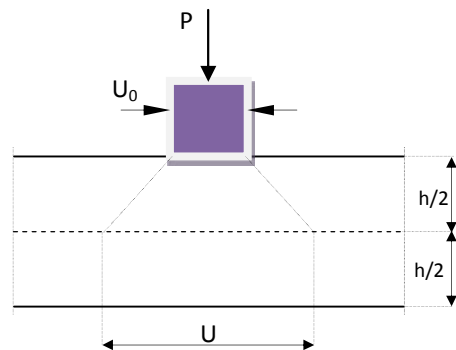
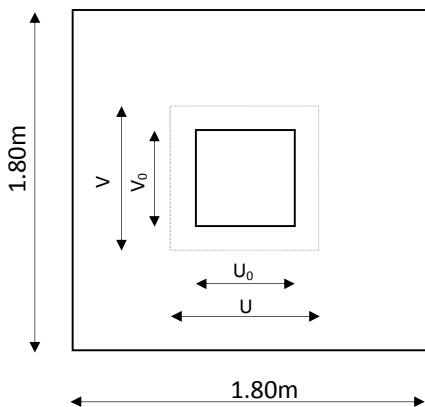
$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{q (l_x)^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{cases}$$

- ▶ Si $0,4 \leq \mu \leq 1$: le panneau de la dalle travaille dans les sens.
Sens l_x : $M_{0x} = \mu_x q (l_x)^2$.
Sens l_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$.

μ_x et μ_y : coefficient multiplicateur donné en fonction de μ et du coefficient de poisson ν tel que

$$\begin{cases} \mu_x = 0 \text{ à l'ELU} \\ \mu_x = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

➤ **Application :**



$$\mu = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{180} = 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} U_0 = 135 \text{ cm.} \\ V_0 = 140 \text{ cm.} \end{cases}$$

➤ **Calcul de U et V**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 135 + 2 \times 0 + 15 \rightarrow U = 150 \text{ cm,} \\ V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 140 + 2 \times 0 + 15 \rightarrow V = 155 \text{ cm.} \end{cases}$$

Avec : « e » : l'épaisseur du revêtement.

1. Détermination des sollicitations

➤ **A l'ELU :**

$$\begin{cases} P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN / ml (charge concentrée du système de levage).} \\ q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (25 \times 0,15) + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN / ml (charge uniformément répartie)} \end{cases}$$

➤ **A PELS :**

$$\begin{cases} P_s = P = 90 \text{ KN.} \\ q_u = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN.} \end{cases}$$

2. Calcul des moments :

► Les moments M_x et M_y dus au système de levage

$$\begin{cases} M_{x1} = p \times (M_1 + \dots \times M_2) \\ M_{y1} = p \times (M_2 + \dots \times M_1) \end{cases}$$

Avec M_1 et M_2 des coefficients donnés en fonction de $(\rho, \frac{u}{Lx}, \frac{v}{Ly})$ à partir des abaques de PIGEAUD

≅ 1

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{150}{180} = 0,833 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{155}{180} = 0,861 \end{cases} \implies \begin{cases} M_1 = 0,049 \\ M_2 = 0,049 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,049 = 5,953 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,049 = 5,953 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments au poids propre de la dalle pleine :

≅ 1 $\implies \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases}$

On aura les valeurs suivantes : $\begin{cases} M_{x1} = \mu_x q_u (l_x)^2 = 0,0368 \times 6,56 \times (1,80)^2 = 0,78 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y M_x = 1,00 \times 0,782 = 0,782 \text{ KN.m} \end{cases}$

► **Les moments globaux**

$$\begin{cases} M_{x\text{total}} = M_{x1} + M_{x2} = 5,953 + 0,782 = 6,735 \text{ KN.m} \\ M_{y\text{total}} = M_{y1} + M_{y2} = 5,953 + 0,782 = 6,735 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3. Correction des moments:

Il tient compte de l'espacement de la dalle, par conséquent, les moments seront minorés en multipliant par un coefficient 0,85 en travée et 0,3 en appuis.

➤ **En travée:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 6,735 = 5,725 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 6,735 = 5,725 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **En appuis:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = - 0,3 \times M_x = - 0,3 \times 6,735 = - 2,02 \text{ KN.m} \\ M_y^a = - 0,3 \times M_y = - 0,3 \times 6,735 = - 2,02 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

4. Ferrailage:

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire

a- Sens x-x :➤ **En travée**

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

$$h_0 = 15$$

$$d = h_0 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\tilde{\sigma} = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,725 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$\tilde{\sigma} = 0,024 < \tilde{\sigma}_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\tilde{\sigma} = 0,024 \Rightarrow s = 0,988$$

$$A_x^t = \frac{5,725 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1,28 \text{ cm}^2$$

On adopte **4 HA 8** soit $A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis**

$$\tilde{\sigma} = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,02 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0084$$

$$\tilde{\sigma} = 0,0084 < \tilde{\sigma}_l = 0,92 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\tilde{\sigma} = 0,0084 \Rightarrow s = 0,996$$

$$A_x^a = \frac{2,02 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,448 \text{ cm}^2$$

On adopte **4 HA 8** soit $A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$

b- sens y-y➤ **En travée**

$$\tilde{\rho} = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,725 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,024$$

$$\tilde{\rho} = 0,024 < \tilde{\rho}_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\tilde{\rho} = 0,024 \Rightarrow s = 0,988$$

$$A_x^t = \frac{5,725 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1,28 \text{ cm}^2$$

On adopte **4 HA 8** soit $A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis**

$$\tilde{\rho} = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,02 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,0084$$

$$\tilde{\rho} = 0,0084 < \tilde{\rho}_l = 0,92 \Rightarrow SSA$$

$$\tilde{\rho} = 0,0084 \Rightarrow s = 0,996$$

$$A_x^a = \frac{2,02 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,448 \text{ cm}^2$$

On adopte **4 HA 8** soit $A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.1.2. Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité [BAEL 91/Art,B.7.4]

➤ **Armatures suivant x-x**

$$\omega_x = \frac{A_x}{b h} \quad \omega_0 (3 - \rho) / 2$$

Avec : A_x : section minimale d'armature

$b.h$: section totale du béton.

ω_0 : taux d'acier minimale – 0,0008 (acier HA Fe E 400)

$$A_x = \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2} = \frac{0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 1)}{2} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopter}} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad A_x = 1.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{donc la condition est vérifiée.}$$

➤ **Armatures suivant y-y**

$$\omega_y = \frac{A_y}{b h} \quad \omega_0 \rightarrow A_y \geq \omega_0 b h$$

$$A_y = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopter}} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad A_y = 1,2 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{donc la condition est vérifiée.}$$

2.1) Vérification de l'espacement :

- ▶ Armatures parallèles à la longueur la moins sollicitée.

$$St_{\max} = \min(3h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

- ▶ Armatures parallèles à la longueur la plus sollicitée

$$St_{\max} = \min(2h, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm.}$$

$$St = 25 \text{ cm} \quad 33 \text{ cm } \varnothing \text{ condition vérifiée.}$$

$$St = 25 \text{ cm} \quad 25 \text{ cm } \varnothing \text{ condition vérifiée.}$$

2.2) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1,50+1,55) = 6,1\text{m}$$

$$q_u = 6,56 \quad 0,045 \times 6,1 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 686 \text{ KN/ml} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2.3) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

➤ Sens x-x : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{121,5}{2 \times 1,55 + 1,50} = 26,41 \text{ KN}$

➤ Sens y-y : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{121,5}{3 \times 1,55} = 26,12 \text{ KN}$

Ainsi on aura : $\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{26,41 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,203 \text{ MPa}$

$$= \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

On remarque que $0,203 < 3,33$; la condition est vérifiée.

III.4.1.3 Vérification à l'ELS

a) Moments engendrés par le système de levage :

L'ELS = 0.2 ; $M_1 = 0,049$; $M_2 = 0,049$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_s \times (M_1 + 0.2 \times M_2) = 90 \times (0,049 + 0,2 \times 0,049) = 5,29 \text{ KN.m,} \\ M_{y1} = P_s \times (M_2 + 0.2 \times M_1) = 90 \times (0,049 + 0,2 \times 0,049) = 5,29 \text{ KN.} \end{cases}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec : $\mu_x = 1 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$

$q_s = 3,75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$

d'ou:

$M_{x2} = 0,0442 \times 4.75 \times 1,8^2 = 0,68 \text{ KN.m}$

$M_{y2} = 1,000 \times 0,680 = 0,680 \text{ KN.m}$

c) Les moments globaux

$M_{x \text{ total}} = 5,29 + 0,68 = 5,97 \text{ KN.m}$

$M_{y \text{ totale}} = 5,29 + 0,68 = 5,97 \text{ KN.m}$

d) correction des moments

• **Dans le sens de la petite portée : x-x**

➤ **Moment en travée** $M^t = 0,85 \times M$

$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 5,97 = 5,074 \text{ KN.m}$

$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 5,97 = 5,074 \text{ KN.m}$

➤ **Moment aux appuis** $M^a \approx 0,3 \hat{=} M$

$M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 5,97 = -1,781 \text{ KN.m}$

$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 5,97 = -1,781 \text{ KN.m}$

➤ **Etat limite des fissures**

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

III.4.2. Ferrailage de la dalle :

1) Dans le sens de la petite portée : x-x

• **En travée :**

$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{5,074 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 400} = 0,0007 \implies \rho_s = 0,954$

$A_s = \frac{5,047 \times 10^3}{0,954 \times 13 \times 400} = 1 \text{ cm}^2$

• **Aux appuis :**

$M_s = -1,781 \text{ KN.m}$

$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{1,781 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 400} = 0,00026 \implies \rho_s = 0,971$

$$A_s = \frac{1,781 \times 10^3}{0,971 \times 13 \times 400} = 0,35 \text{ cm}^2$$

2) Dans le sens de la grande portée : y-y

• En travée :

$$M_s = 5,074 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \gamma_{st}} = 0,0007 \quad \longrightarrow \quad s = 0,954$$

$$A_s = 1 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis :

$$M_s = -1,781 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \gamma_{st}} = 0,00026 \quad \longrightarrow \quad s = 0,971$$

$$A_s = 0,35 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.4.3. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

• **Sens x-x :**

En travée :

$$M_s = 5,074 \text{ N.m} ; A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,1615 \quad k_1 = 60,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{i_1 \times d \times A_s} = \frac{5,074 \times 10^6}{0,934 \times 130 \times 2,01 \times 100} = 207,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{207,90}{60,76} = 3,42 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

$$M_s = -1,781 \text{ KN.m} ; A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = 0,1615 \quad k_1 = 60,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{i_1 \times d \times A_s} = \frac{1,781 \times 10^6}{0,934 \times 130 \times 2,01 \times 100} = 72,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{72,97}{60,76} = 1,20 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens x-x :**

En travée :

$$M_s = 5,074 \text{ N.m} ; A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,1615 \quad k_1 = 60,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{i_1 \times d \times A_s} = \frac{5,074 \times 10^6}{0,934 \times 130 \times 2,01 \times 100} = 207,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{207,90}{60,76} = 3,42 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = -1,781 \text{ KN.m} ; A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0,1615 \quad k_1 = 60,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{i_1 \times d \times A_s} = \frac{1,781 \times 10^6}{0,934 \times 130 \times 2,01 \times 100} = 72,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{72,97}{60,76} = 1,20 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.4. Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés, on peut disposer de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, il est inutile de calculer la flèche.

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20 M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b d} \leq \frac{2}{f e}$$

$$\frac{15}{180} = 0,083 \quad ; \quad \frac{5,074}{20 \times 5,74_x} = 0,05 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 \quad \frac{2}{f e} = 0,005 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiées}$$

III.4.5. Conclusion :

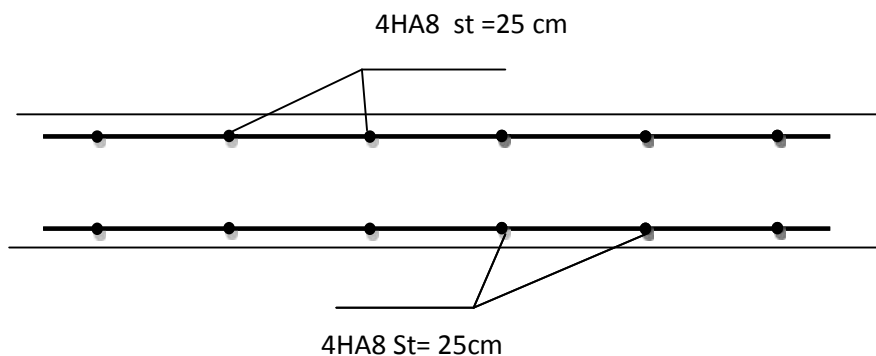
Le ferrailage de la dalle de la salle machine et comme suit :

En travée : 4HA8 avec St = 25 cm, (selon x-x)

4HA8 avec St = 25 cm, (selon y-y)

En appuis : 4HA8

III.4.6. Le schéma de ferrailage de la dalle de la salle machine



Ferrailage de la dalle dans le sens x-x et sens y-y

III.5. Calcul des escaliers :

III.5.1 Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction, notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier de type droite avec deux volées et un palier intermédiaire.

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

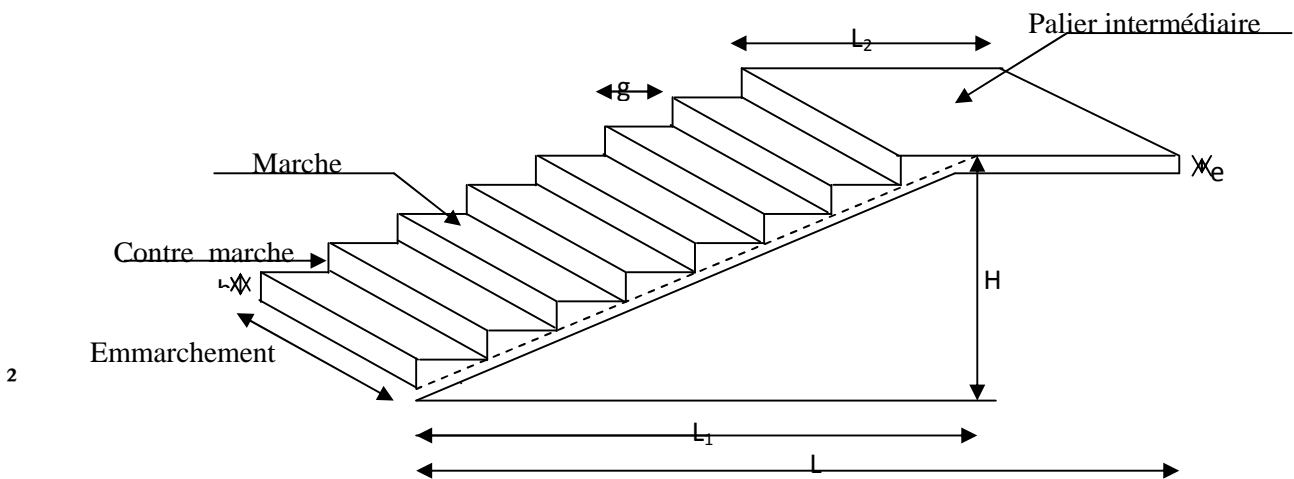


Fig. III.4.1 : Coupe verticale de l'escalier

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 du palier

Ñ **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.

Ñ **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.

Ñ **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.

Ñ **Un palier** : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.

Ñ **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

Ñ **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.5.2 Etages courants :

Ñ **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 :

$$\begin{cases} 59 & g+2h & 66\text{cm} \\ 14 & h & 20\text{cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{H_t}{h}$

Le nombre de girons est pris alors : $m = n - 1$.

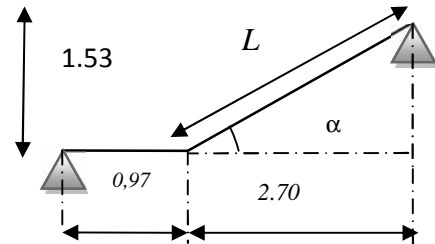
Ñ **Le schéma statique d'escalier**

Ht = 153 cm

Soit : h = 17cm

$n = \frac{153}{17} = 9$ ➡ on prend 9 contres marche par volée

$m = 9 - 1 = 8$



Ñ **Relation de BLANDEL**

59 g + (2 x 17) 66cm

25 g 32cm

Soit : g = 30

Ñ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$2h + g = 64\text{cm} < 66\text{cm} \Rightarrow$ condition est vérifiée

Ñ **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: $\cos \alpha = \frac{l}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$

$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{270} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$

Donc : $L_1 = \frac{270}{\cos 29,53} = 310,34\text{cm}$

D'où $L = 310,34 + 97 = 407,34 \text{ cm}$

L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{407,34}{30} \leq e_p \leq \frac{407,34}{20} \Rightarrow 13,58\text{cm} \leq e_p \leq 20,37\text{cm}$

Soit : **$e_p = 17\text{cm}$**

III.5.2.1 Détermination des charges et des surcharges :

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la palliase. Le calcul s’effectuera pour une bande de 1m d’emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

➤ **Charges permanentes :**

1. **La volée :**

Eléments	Poids (KN/M ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \Gamma} = \frac{25 \times 0,17}{\cos 29,53} = 4,88$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids propre des revêtements (carrelage, sable, mortier, enduit)	0,40+0,44+0,36+0,36 = 1,56
Poids propre de garde corps	0,2
	G = 8,77

Tableau III.5.2.1 : Charge totale du palier.

2. **Le palier :**

Eléments	Poids (KN/M ²)
Poids propre de palier	25 x 0,17 = 4,25
Poids propre des revêtements (carrelage, sable, mortier, enduit)	1,56
	G = 5,81

Tableau III.5.2.2 : 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

Ñ **Combinaisons de charge et surcharge:**

ELU : 1,35G+1,5Q

- La paillasse : $q_{lu} = (1,35 \times 8,77 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 15,59 \text{KN/ml}$

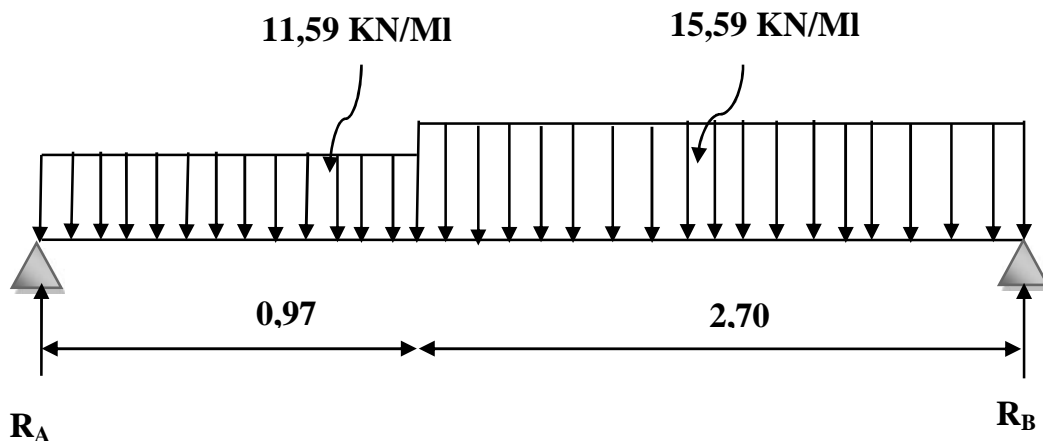
- le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 5,81 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11,59 \text{KN/ml}$

ELS : G+Q

- La paillasse : $q_{1S} = (8,77 + 2,5) \times 1 = 11,27 \text{KN/ml}$
- le palier : $q_{2S} = (5,81 + 2,5) \times 1 = 8,31 \text{KN/m}$

• 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.



• Les réactions d'appuis :

$$F/y = 0 \implies R_A + R_B = 15,59 \times 2,7 + 11,59 \times 0,97 = 53,33 \text{KN}$$

$$\implies R_A + R_B = 53,33 \text{KN}$$

$$M/A = 0 \implies R_B \times 3,67 - [(15,59 \times 2,7) \times 2,32] - [(11,59 \times 0,97) \times 0,485] = 0$$

$$\implies R_B = 28,09 \text{KN}$$

$$M/B = 0 \implies R_A \times 3,67 + [(15,59 \times 2,7) \times 1,35] + [(11,59 \times 0,97) \times 3,185] = 0$$

$$\implies R_A = 25,24 \text{KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

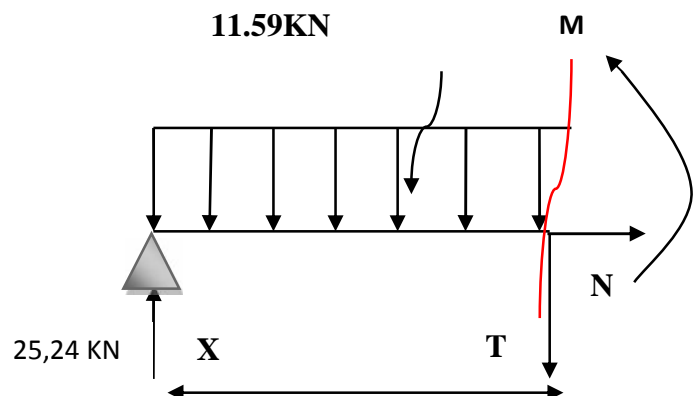
➤ 1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 0,97$

Efforts tranchants :

$$F/y = 0 \implies T = -11,59x + 25,24$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 25,24 \text{KN} \\ X = 0,97 \text{ m} \implies T(0,97) = 14,00 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 25,24 \text{KN} \\ X = 0,97 \text{ m} \implies T(0,97) = 14,00 \text{KN} \end{array} \right.$$



Moments fléchissant :

$$M/i = 0 \Rightarrow M = -5.795x^2 + 25,24x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 0,97 \text{ m} \quad \Rightarrow M(0,97) = 19,02 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2,17 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2,17) = 27,48 \text{ KN.m}$$

➤ **2^{eme} tronçon $0 \leq X \leq 2.7$**

Efforts tranchants :

$$F/y = 0 \Rightarrow T = 15.59 x - 28,09$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow T(0) = -28,09 \text{ KN} \\ X = 2.7 \text{ m} \quad \Rightarrow T(2.70) = 14,00 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ **Moments fléchissant :**

$$M/i = 0 \Rightarrow M = -7.795x^2 + 28,09x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 2.7 \text{ m} \quad \Rightarrow M(2.70) = 19,02 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,80 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,80) = 25,31 \text{ KN.m}$$

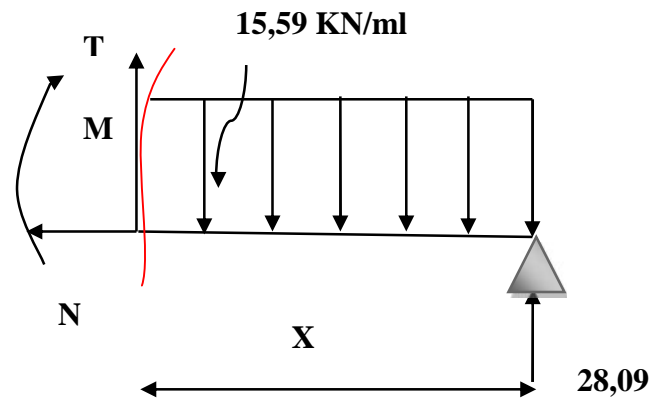


Tableau III.5.2.3 : Résumé des efforts internes à L'ELU.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.M)
0 X 0,97	-11.59 x + 25,24	-5.795x ² + 25,24x	0	25,24	0
			0,97	14,00	19,02
0 X 2,70	15.59 x - 28,09	-7.795x ² + 28,09x	0	-28,09	0
			2.70	14,00	19,02

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.

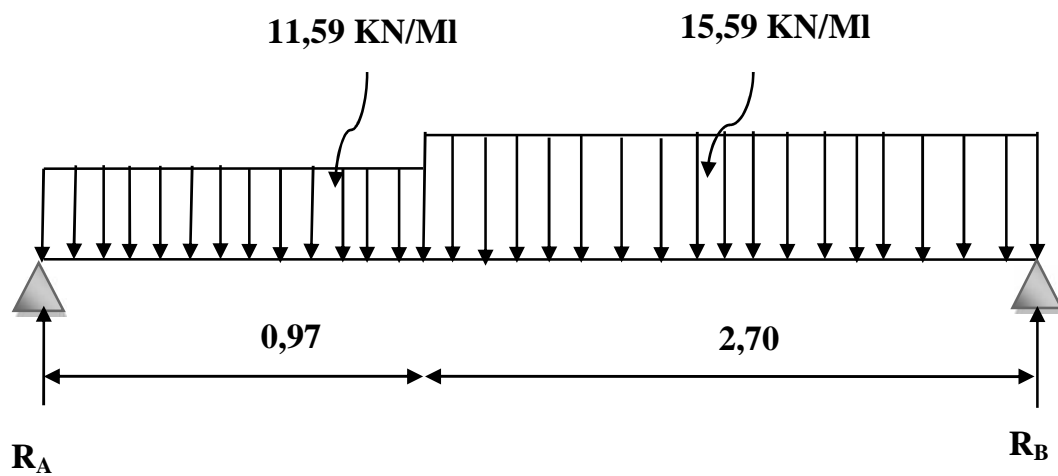
➤ **Moment en appuis:**

$$M_{u_{ap}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (27,48) = -8,24 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée:**

$$M_{u_t} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times (27,48) = 23,36 \text{ KN.m}$$

- **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :**



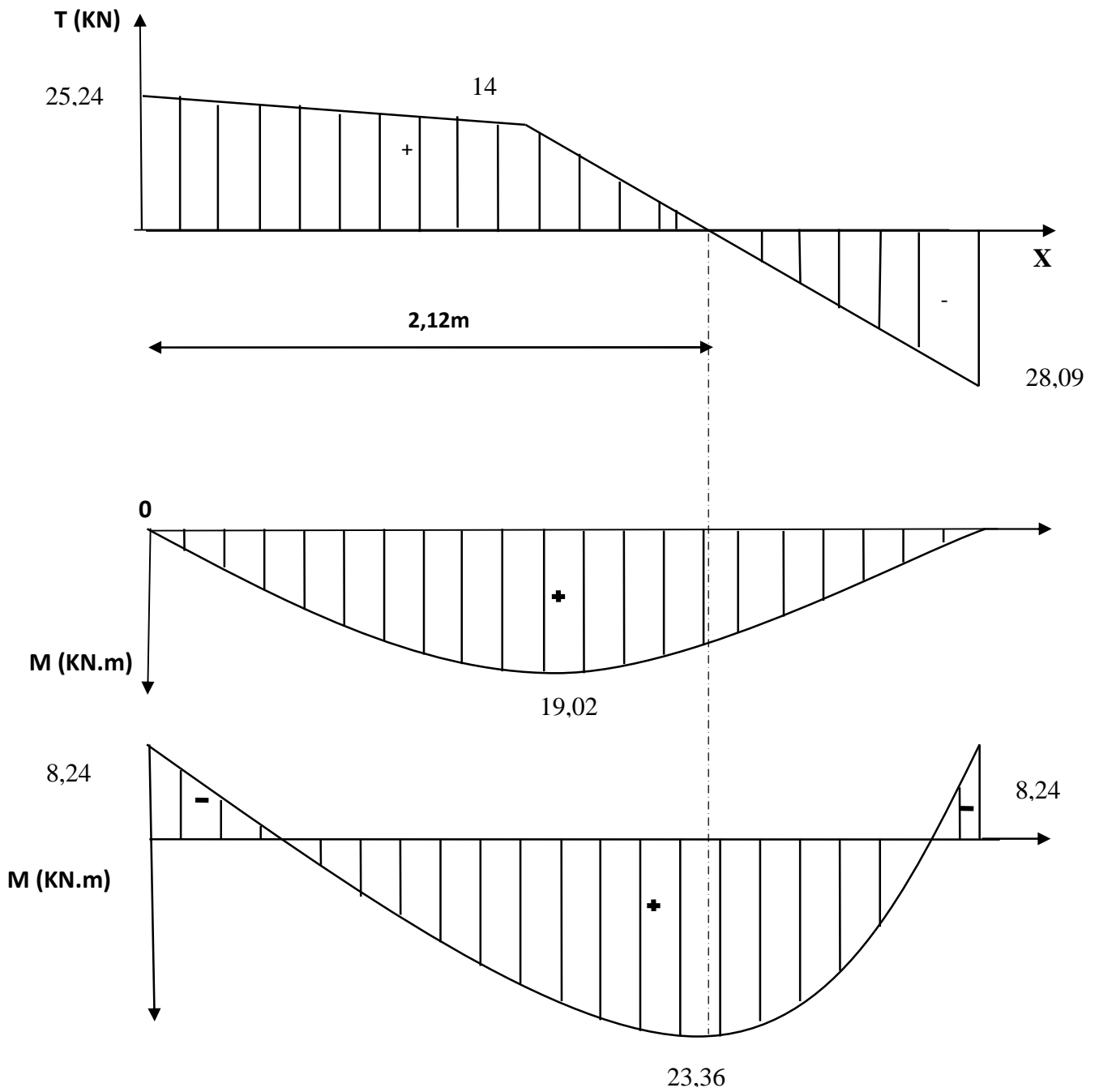


Fig. III.5.2.1 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.5.2.2 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 :

$$Mu_{ap} = 8,24 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\tilde{a} = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,24 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\tilde{a} = 0,024 < \tilde{\mu}_1 = 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\tilde{a} = 0,026 \rightarrow s = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{s \cdot d \cdot f_{st}} = \frac{8,24 \times 10^3}{0,987 \times 15 \times 348} = 1,60 \text{ cm}^2.$$

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 :

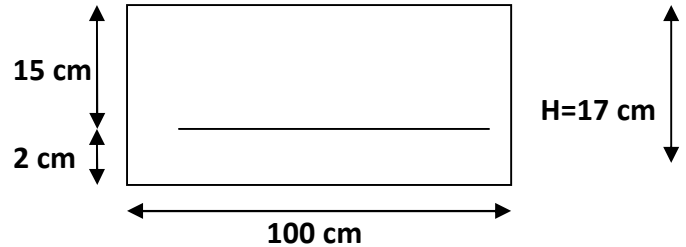
$$Mu_{tra} = 23,36 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\tilde{\mu} = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,36 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,070$$

$$\tilde{\mu} = 0,070 < \mu_1 = 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\tilde{\mu} = 0,070 \rightarrow s = 0,964$$



$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{S.d.\uparrow_{st}} = \frac{23,36 \times 10^3}{0,964 \times 15 \times 348} = 4,64 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **6HA12=6,78cm²** avec **S_t = 15cm**

- **Armatures de répartition** .

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,70 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **4HA10= 3,14 cm²** avec **S_t = 25cm.**

III.5.2.3 Les Vérifications à l'ELU

1. Réparation des barres :

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \quad \text{avec } h=25\text{cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \leq 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Armatures de réparation :**

$$S_t \leq \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}, \quad \text{avec } h = 25\text{cm}.$$

$$S_t = 25 \leq 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

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

- **En travées :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 6,78 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 4,71 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

3. Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\alpha_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{28,09 \times 10^3}{10^3 \times 150} = 0,187 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

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

$$0.187 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. 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 : $a = 0.9d = 13.5 \text{ cm}$

$$T_u = 28,09 \leq 0.4 \times 100 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 28,09 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que : $A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$

$$4.71 \geq (28,09 + \frac{8,24}{0.9 \times 15}) \frac{1.5}{400}$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2 \geq 0.107 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5. Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot f \cdot W = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,09 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 263.76} = 0.788 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.788 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

6. Ancrage des barres aux appuis

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$s = 1.5$ $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

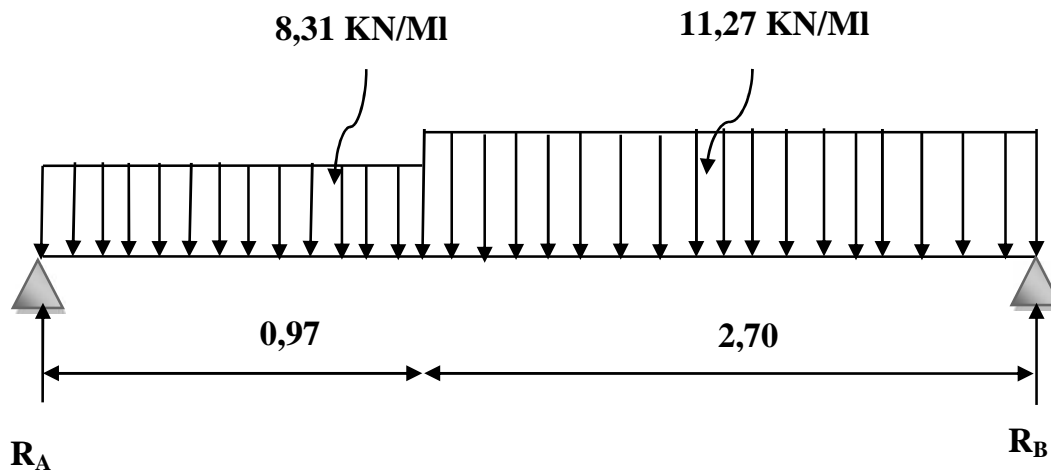
$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assurée lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à 0.4 l_s pour les ACIERS HA.

$l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 49.29 = 19.71 \text{ cm.}$ soit $L_s = 20 \text{ cm}$

III.5.2.4 Calcul des efforts interne à l'ELS :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM.



• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F / yy' = 0 \implies R_A + R_B = (11,27 \times 2,70) + (8,31 \times 0,97)$$

$$\implies R_A + R_B = 38,48 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \implies R_A \times 3,67 - 8,31 \times 0,97 \left(\frac{0,97}{2} + 2,70 \right) - 11,27 \times 2,70 \left(\frac{2,70}{2} \right)$$

$$\implies R_A = 18,18 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \implies - R_A \times 3,67 + 8,31 \times 0,97 \left(\frac{0,97}{2} \right) + 11,27 \times 2,70 \left(\frac{2,70}{2} + 0,97 \right)$$

$$\implies R_B = 20,30 \text{ KN}$$

$R_A + R_B = 17,69 + 20,27 = 37,96 \text{ KN} \implies$ vérifier

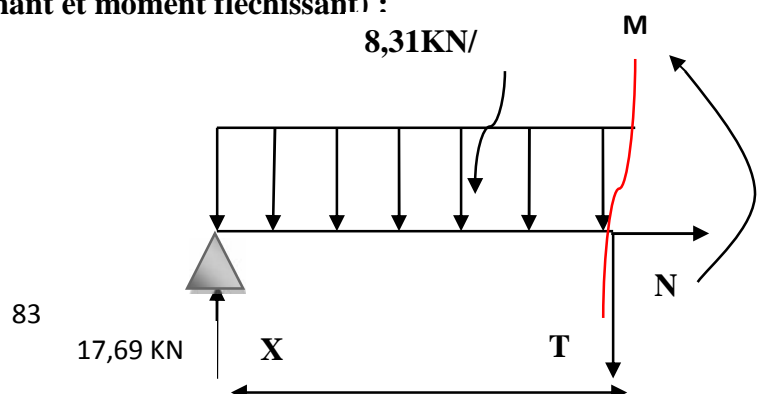
• **Calcul des efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant) :**

➤ **Tronçon 1 : 0 x 0,97 m**

1. **Effort tranchant T :**

$$\sum F / y = 0 \implies T + 8,31x - R_A = 0$$

$$T = - 8,31 x + 18,18$$



$$\begin{cases} X=0\text{m} \implies T(0) = 18,18 \text{ KN} \\ X=0,97\text{m} \implies T(0,97) = 10,12 \text{ KN} \end{cases}$$

2. Moment fléchissant :

$$\sum F/i = 0 \implies M = \frac{8,31}{2} x^2 - R_A x$$

$$M = -4,155 x^2 + 18,18 x$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} \implies M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X=0,97\text{m} \implies M(0,97) = 13,73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{u_{\max}} : a T = 0 \implies T = -8,31x + 18,18 \implies X = 2,18\text{m}$$

$$\text{On a : } M = -4,155x^2 + 18,18x \implies M(2,18) = 19,88 \text{ KN.m}$$

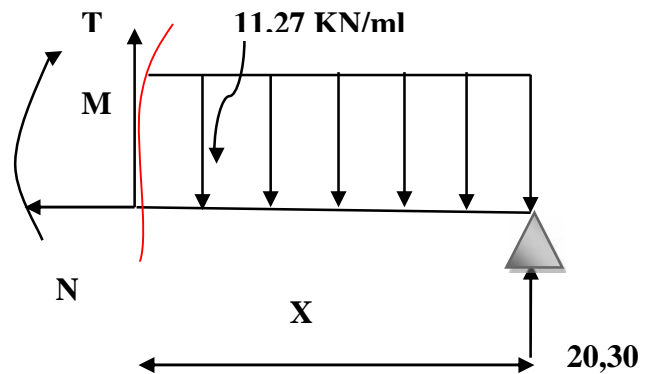
Tronçon 2: 0 x 2,40m

1. Effort tranchant T :

$$\sum F/y = 0 \implies T - 11,27x + R_B = 0$$

$$T = 11,27x - 20,30$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} \implies T(0) = -20,30\text{KN} \\ X=2,70\text{m} \implies T(2,7) = 10,12\text{KN} \end{cases}$$



2. Moment fléchissant :

$$\sum F/i = 0 \implies M = \frac{11,27}{2} x^2 - R_B x$$

$$M = -5,635x^2 + 20,30x$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} \implies M(0) = 0\text{KN.m} \\ X=2,70\text{m} \implies M(2,7) = 13,73\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Calcul de } M_{u_{\max}} : a T = 0 \implies T = 11,27x - 20,30 \implies X = 1,80\text{m}$$

$$\text{On a : } M(x) = -5,635x^2 + 20,30x \implies M(1,80) = 18,28 \text{ KN.m}$$

Tableau de résumé des efforts internes

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.M)
0 X 0,97	- 8,31 x + 18,18	- 4,155 x ² + 18,18 x	0	18,18	0
			0,97	10,12	13,73
0 X 2,70	11,27x - 20,30	-5,635x ² +20,30x	0	-20,30	0
			2.70	10,12	13,73

Remarque

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Mu_{max} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis:

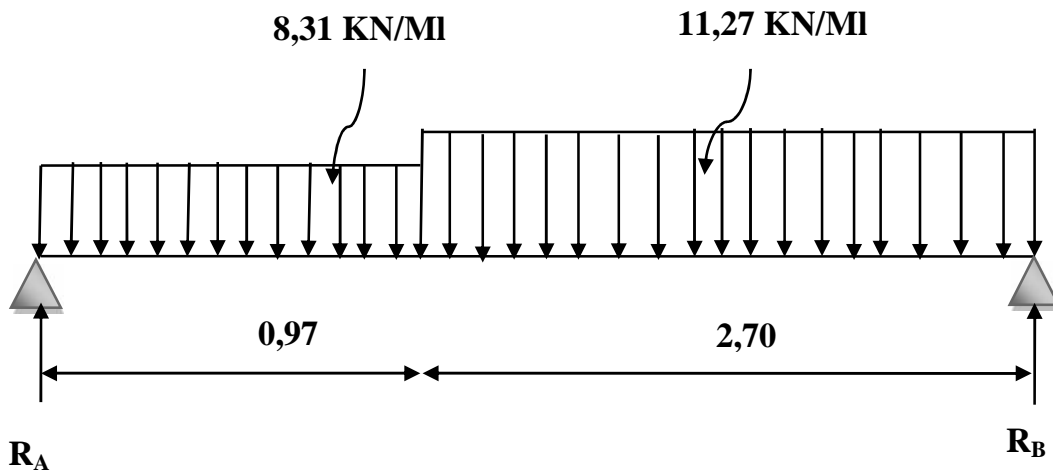
$$Mu_{ap} = (-0,3) Mu_{max} = (-0,3) (19,88)$$

$$Mu_{ap} = -5,96 \text{KN.m}$$

En travée :

$$Mu_{tra} = (0,85) Mu_{max} = 0,85 (19,88)$$

$$Mu_{tra} = 16,89 \text{KN.m}$$



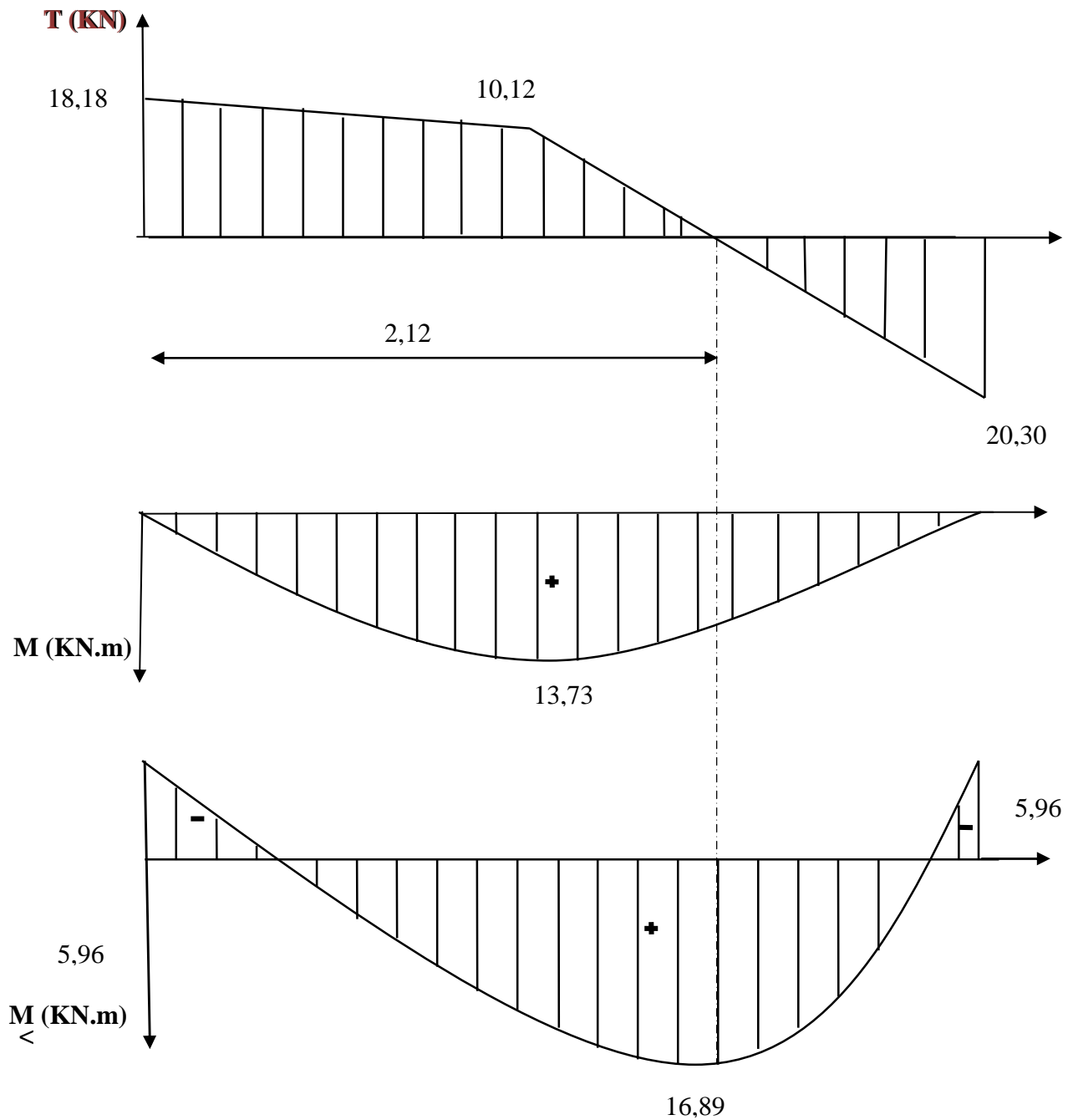


Fig. III.6.1.2: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.4.2.5 Vérifications à l'ELS .

1. Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 x dx A_{st}}$$

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 15} = 0,314$$

$$\rho_1 = 0,314 \Rightarrow \beta_1 = 0,914 \Rightarrow k_1 = 42,80$$

$$\sigma_{st} = \frac{16,89 \times 10^3}{0,914 \times 15 \times 4,71} = 261,55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{261,55}{42,8} = 6,11 \text{ Mpa}$$

$$6,11 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 15} = 0,314$$

$$\rho_1 = 0,314 \Rightarrow \beta_1 = 0,914 \Rightarrow k_1 = 42,80$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,96 \times 10^3}{0,914 \times 15 \times 4,71} = 92,29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{92,29}{42,8} = 2,16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,16 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc}^{\bar{}} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2. 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 ci-après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

Vérification

$h = 17 \text{ cm} \quad ; \quad L = 400 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 4,71 \text{ cm}^2$

$M_{\text{str}} = 16,89 \text{ KN m} \quad ; \quad M_0 = 8,22 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$

$\frac{h}{L} = \frac{17}{400} = 0,043 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \quad \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$

$\frac{h}{L} = 0,07 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{16,89}{10 \times 8,22} = 0,20 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

$\frac{A}{b.d} = \frac{4,71}{100 \times 18} = 0,00262 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

Calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$f \leq f \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm}$

$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\text{max}} L^4}{E_v I} \leq f$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$

$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100x \frac{17^2}{2} + 15x4,71x15}{100x17 + 15x4,71} = 8,75 \text{ cm}$

$Y_2 = 17 - 8,75 = 8,25 \text{ cm} \quad \longleftarrow Y_2 = 8,25 \text{ cm}$

$I = \frac{100}{3} \times (8,75^3 + 8,25^3) + 15 \times 4,71 \times (8,25 - 2)^2 = 43624,69 \text{ cm}^4$

$I = 43624,69 \text{ cm}^4$

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,27x(4)^4 \times 10^6}{10818,86 \times 43624,69} = 0,08 \text{ cm}$

$f = 0,08 \text{ cm} \leq f = 0,9 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$

L'escalier sera ferrailé comme suite :

Aux appuis : - Armature principale : $A_p = 6\text{HA}10 \text{ e}=15 \text{ cm}$

- Armature secondaire : $A_r = 4\text{HA}10 \text{ e}=25 \text{ cm}$

En travées : - Armature principale : $A_p = 6\text{HA}12 \text{ e}=15 \text{ cm}$

- Armature secondaire : $A_r = 4HA10$ $e = 25\text{cm}$

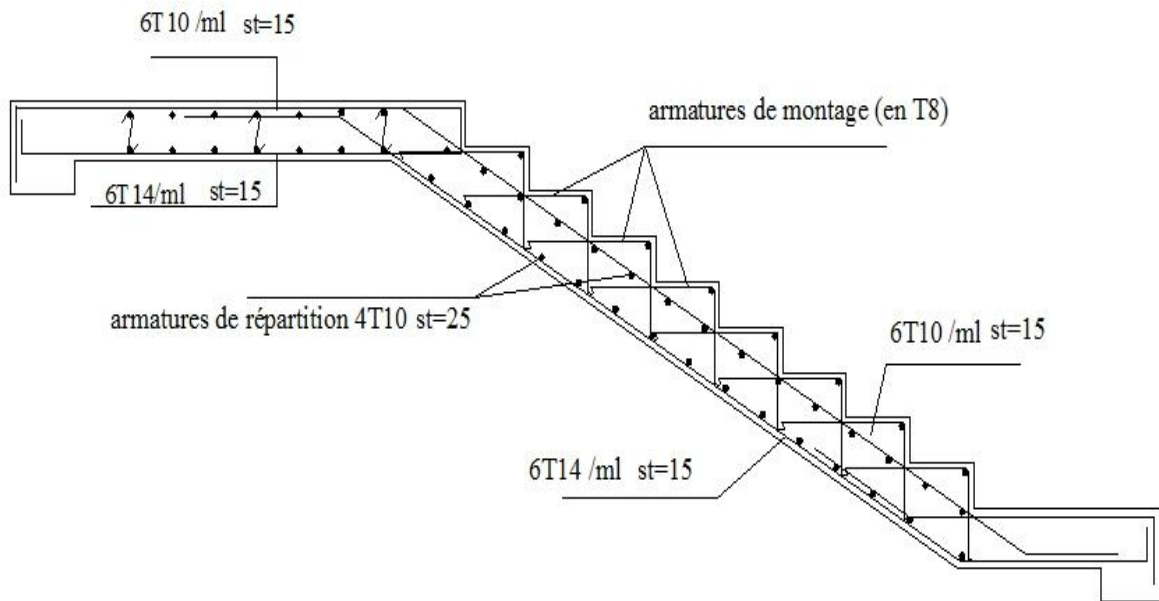
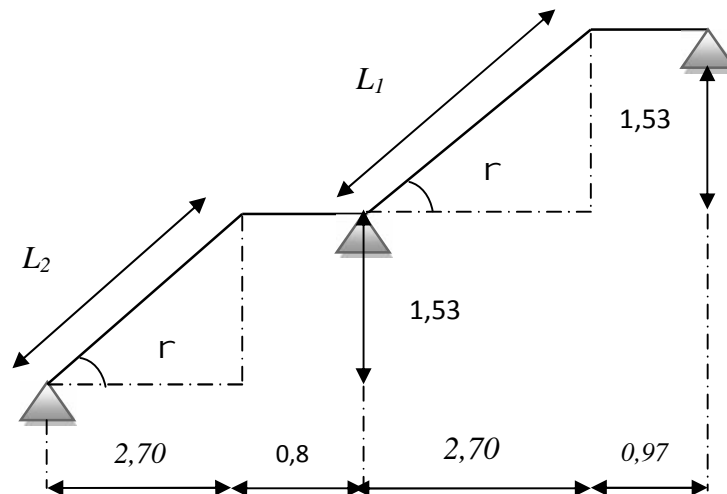


Fig.III.5.1.3 : Ferrailage d’escaliers de l’étage courant

III.5.3 LE RDC :

Le schéma statique d’escalier RDC



• Application :

Ht = 306 cm

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

$n = \frac{306}{17} = 18 \implies$ on prend 9 contres marche par volée

$m = 9 - 1 = 8$

• **Relation de BLANDEL**

$$59 \text{ g} + (2 \times 17) = 66 \text{ cm}$$

$$25 \text{ g} = 32 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } g=30$$

• **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$2h+g = 64 \text{ cm} \quad 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

• **La paille:**

L'épaisseur de la paille est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle du palier et de la paille : $L = L_2$

$$\text{On: } \cos \alpha = \frac{l}{L_2} \quad \Rightarrow \quad L_2 = \frac{l}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{270} = 0,566 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 29,53^\circ$$

1^{er} cas :

$$\text{Donc : } L_2 = \frac{270}{\cos 29,53} = 310,34 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } L_1 = 310,34 + 80 = 390,34 \text{ cm}$$

$$\text{L'épaisseur de la paille est : } \frac{390,34}{30} \leq e_p \leq \frac{390,34}{20} \quad \Rightarrow 3,01 \text{ cm} \leq e_p \leq 19,52 \text{ cm}$$

$$e_p = 17 \text{ cm}$$

2^{eme} cas :

$$\text{D'où } L_1 = 310,34 + 97 = 407,34 \text{ cm}$$

$$\text{L'épaisseur de la paille est : } \frac{407,34}{30} \leq e_p \leq \frac{407,34}{20} \quad \Rightarrow 3,58 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,37 \text{ cm}$$

$$e_p = 17 \text{ cm}$$

III.5.3.1 Détermination des charges et des surcharges :

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport à la portée de la paille, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paille. 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. volée :

Eléments	Poids (KN/M ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \gamma} = \frac{25 \times 0,17}{\cos 29,53} = 4,88$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids propre des revêtements (carrelage, sable, mortier, enduit)	0,40+0,44+0,36+0,36 = 1,56
Poids propre de garde corps	0,2
	G = 8,77

Tableau III.6.2.1 : Charge totale de la volée.

2. Le palier :

Eléments	Poids (KN/M ²)
Poids propre de palier	25 x 0,17 = 4,25
Poids propre des revêtements (carrelage, sable, mortier, enduit)	1,56
	G = 5,81

Tableau III.6.2.2 : 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**

2. Combinaisons de charge et surcharge:

ELU : 1,35G+1,5Q

- La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 8,77 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 15,59 \text{KN/ml}$
- le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 5.81 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 11.59 \text{KN/ml}$

ELS : G+Q

- La paillasse : $q_{1s} = (8,77 + 2.5) \times 1 = 11,27 \text{ KN/ml}$
- le palier : $q_{2s} = (5.81 + 2.5) \times 1 = 8.31 \text{KN/r}$

3. Calcul des efforts internes à l'ELU :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de la RDM.

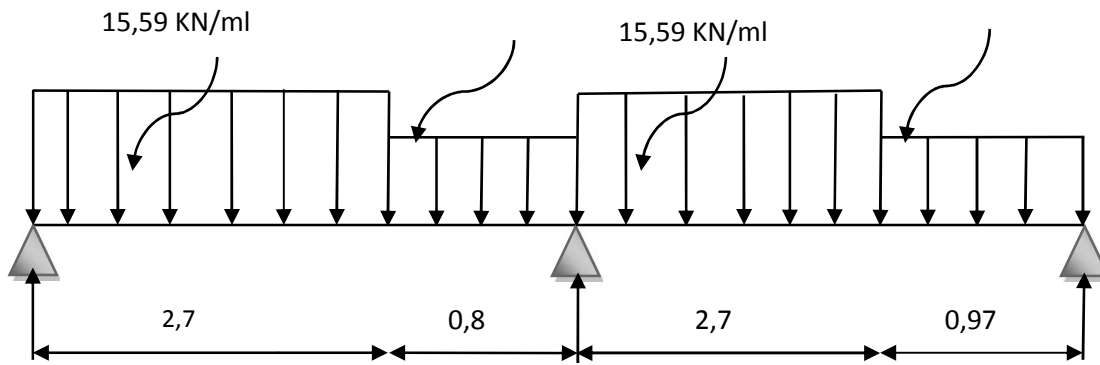
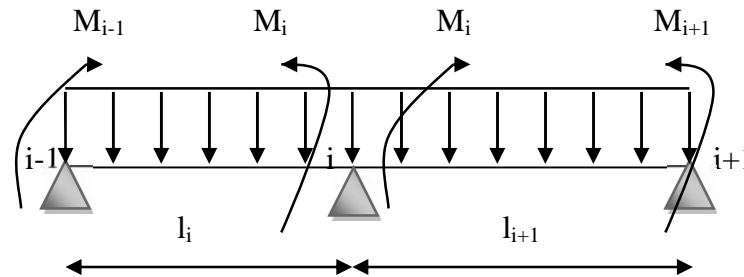


Schéma statique d'escalier

Exposé de la méthode des 3 moments :

➤ **Exposition de la méthode**



Méthode des 3 moments

➤ **Rappel :**

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

• **Aux appuis :**

$$M_{i-1} l_i + 2 M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \left[\frac{q_i x l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

• **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i} \dots \dots \dots (1) \quad [\quad]$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q l}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

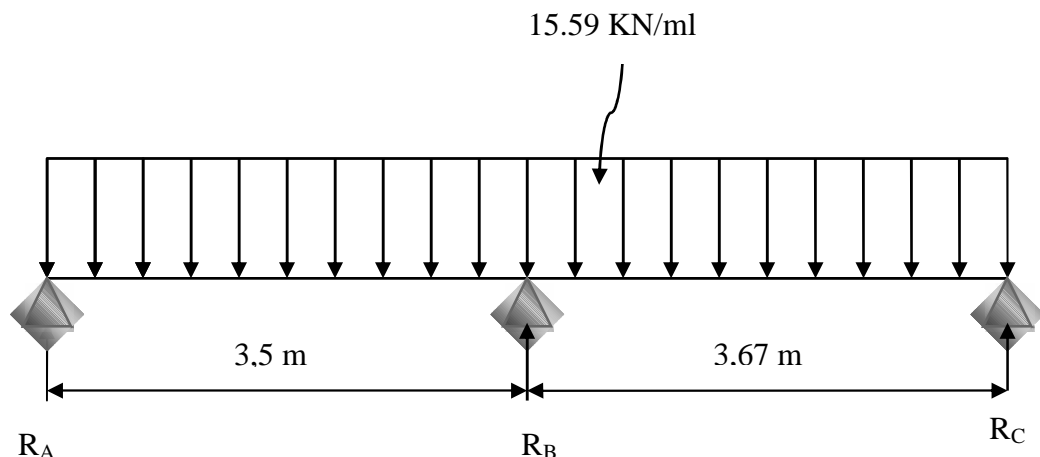
M_{i-1}, M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'



Remarque :

Vu que la difficulté de calcul causée par la différence de charge appliquée sur l’escalier, on suppose que la charge est constante sur toute sa longueur qui égale à la charge la plus défavorable.

\$M_{i-1}\$, \$M_i\$, \$M_{i+1}\$ sont les moments aux appuis, \$i-1\$, \$i\$, \$i+1\$ respectivement.

• **Calcul des moments aux appuis :**

L’appui 1 : $7M_1 + 3,5M_2 = -167,10$ ----- (1)

L’appui 2 : $3,5M_1 + 14,34M_2 + 3,67M_3 = -359,76$ ----- (2)

L’appui 3 : $3,67M_2 + 7,34 M_3 = - 192,66$ ----- (3)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$M_1 = -15,51 \text{ K N.m}$ $M_2 = - 16,73 \text{ KN.m}$ $M_3 = - 17,89 \text{ KN.m}$

Remarque :

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

On aura les résultats suivants :

$M_{1C} = -10,34 \text{ KN .m}$ $M_{2C} = -11,15 \text{ KN.m}$ $M_{3C} = - 11,93 \text{ KN.m}$

• **Calcul des moments en travée :**

Le moment en travée à distance \$x\$ de l’appui « \$i\$ » est donné par la relation suivante :

$$M_{(x)} = \frac{ql}{2} x - \frac{ql}{2} x^2 + M_i \left\{ \frac{x}{L_i} \right\} + M_{i+1} \frac{x}{L_i}$$

\$X_i\$: La position du point dont le moment en travée est maximal est donnée par la relation Suivante :

$$\frac{dM(x)}{M(x)} = 0$$

❖ Travée1-2 :

$$M1(x) = -7,79x^2 + 27,05x - 10,34$$

Calculer X1 :

$$X1 = 1,73 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M1(1,73) = 13,14 \text{ KN.m}$$

❖ Travée2-3 :

$$M2(x) = -7,79x^2 + 28,39x - 11,15$$

Calculer X2

$$X2 = 1,82 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M2(1,82) = 14,71 \text{ KN.m}$$

• Calcul des efforts tranchant :

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i}$$

(x) : effort tranchant isostatique

$$(x) = -q_u x + q_u \frac{l_i}{2}$$

$$V(x) = -q_u x + q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i}$$

❖ Travée1-2 :

$$X=0 \implies v(x) = 15,59 \cdot \frac{3,5}{2} + \frac{(-10,34 - 11,15)}{3,5} = 21,14 \text{ KNm}$$

$$v(x) = 21,14 \text{ KNm}$$

$$X=3,5 \text{ m} \implies v(x) = -15,59(3,5) + 15,59 \cdot \frac{3,5}{2} + \frac{(-10,34 - 11,15)}{3,5} = -33,42 \text{ KNm}$$

$$V(x) = -33,42 \text{ KNm}$$

❖ Travée2-3 :

$$X=0 \implies v(x) = 15,59 \cdot \frac{3,67}{2} + \frac{(-11,15 - 11,93)}{3,67} = 22,32 \text{ KN}$$

$$v(x) = 22,32 \text{ KN}$$

$$X=3,67 \implies v(x) = -15,59 \cdot 3,67 + 15,59 \cdot \frac{3,67}{2} + \frac{(-11,15 - 11,93)}{3,67} = -34,89 \text{ KN}$$

$$v(x) = -34,89 \text{ KN}$$

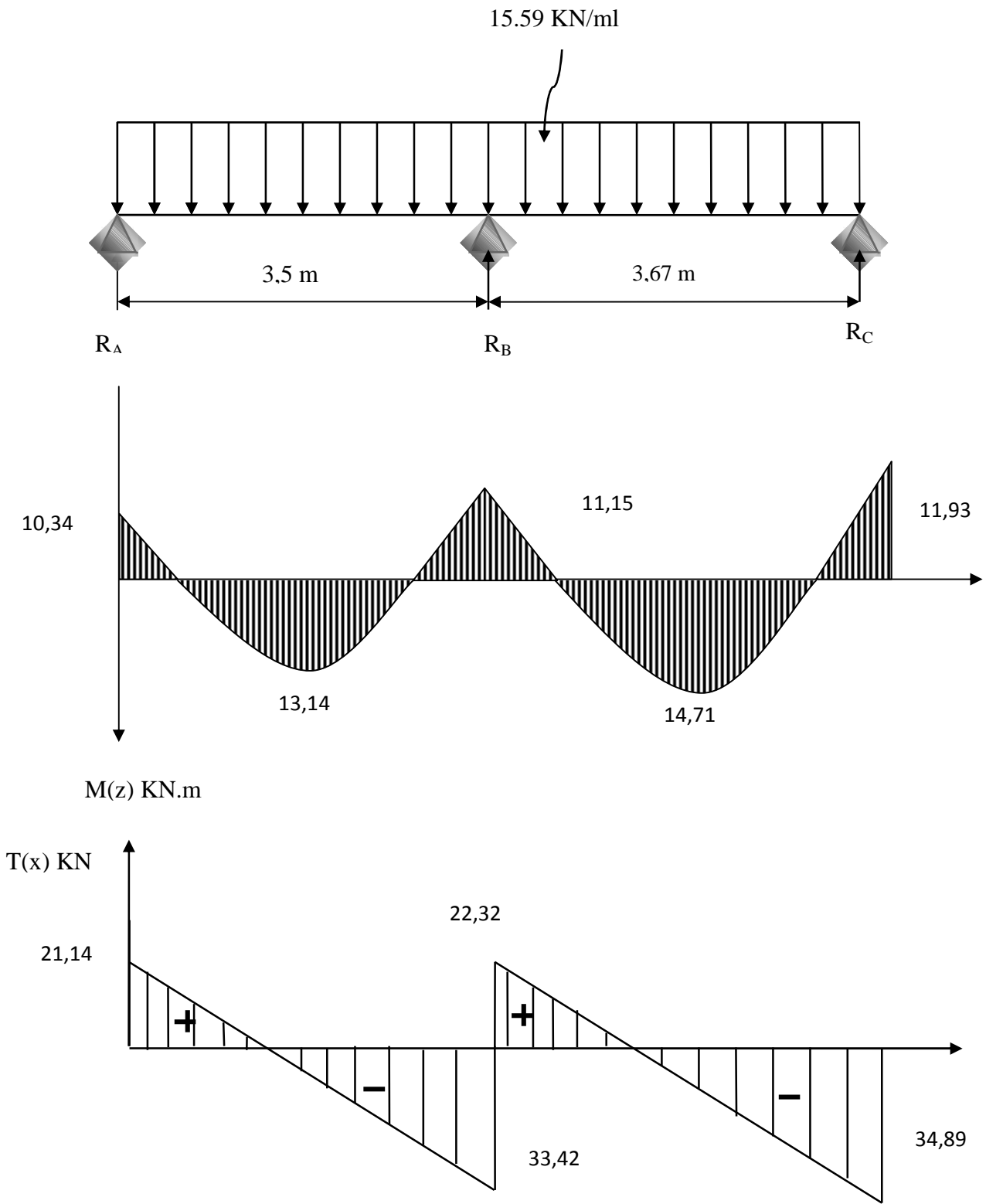


Fig. III.5.2.1 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.5.3.2 Calcul des armatures à ELU :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

1. Aux appuis :

$$M_{u_{ap}} = 11,93 \text{ KN.m}$$

- Armatures principales

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\alpha_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\tilde{\alpha}_a = \frac{M_{u_{app}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,93 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0,038$$

$$\tilde{\alpha}_a = 0.038 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\tilde{\alpha}_a = 0.07 \rightarrow s = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_{u_{app}}}{s \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,93 \times 10^3}{0.981 \times 15 \times 348} = 2,32 \text{ cm}^2.$$

On opte pour **7HA12 = 7.92cm²** avec **S_t = 12 cm.**

- Armatures de répartition

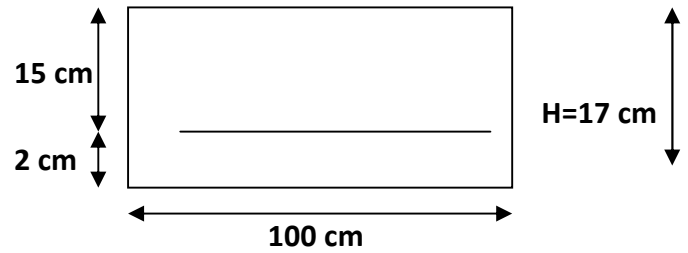
$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **4HA10=3.14cm²** avec **S_t = 25cm.**

2. En travée :

$$M_{u_{tra}} = 14,71 \text{ KN.m}$$

- Armatures principales :



$$\tilde{\nu} = \frac{M_{utr}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{14,71 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0,046$$

$$\tilde{\nu} = 0,046 < \mu_1 = 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\tilde{\nu} = 0,046 \rightarrow s = 0,976$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{s.d.f_{st}} = \frac{14,71 \times 10^3}{0,976 \times 15 \times 348} = 2,88 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **7HA12 = 7,92 cm²** avec **S_t = 12 cm**

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm²** avec **S_t = 25cm.**

III.5.2.3 LES Vérifications à l'ELU :

a) Réparation des barres :

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) \quad \text{avec } h=20\text{cm}$$

$$S_t \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 20 \leq 33\text{cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Armatures de réparation :**

$$S_t \leq \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}, \quad \text{avec } h = 25\text{cm}.$$

$$S_t = 25 \leq 45 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

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

En travées :

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

$$A_{tr} = 7,92 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

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

$$A_{tr} = 7.92 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\alpha_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{34,89 \times 10^3}{10^3 \times 150} = 0,232 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

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

$$0,232 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis

- Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 13.5 \text{ cm}$

$$T_u = 34,89 \leq 0.4 \times 100 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 34,89 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)

On doit vérifier que : $A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$

$$7.92 \geq (34,89 + \frac{11,93}{0.9 \times 15}) \frac{1.5}{400}$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2 \geq 0.13 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n.f.W = 7 \times 3.14 \times 12 = 263,76 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{34,89 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 263,76} = 0,979 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,979 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

f) Ancrage des barres aux appuis

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crocher normal sont assurées lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4 l_s$ pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.25 = 16.90 \text{ cm.} \quad \text{soit } L_a = 17 \text{ cm}$$

III.5.3.4 Calcul des efforts interne à l'ELS :

- **Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{11,27}{15,59} = 0.722 \quad q_u = 15,59 \text{ KN/ml} \quad q_s = 11,27 \text{ KN/ml}$$

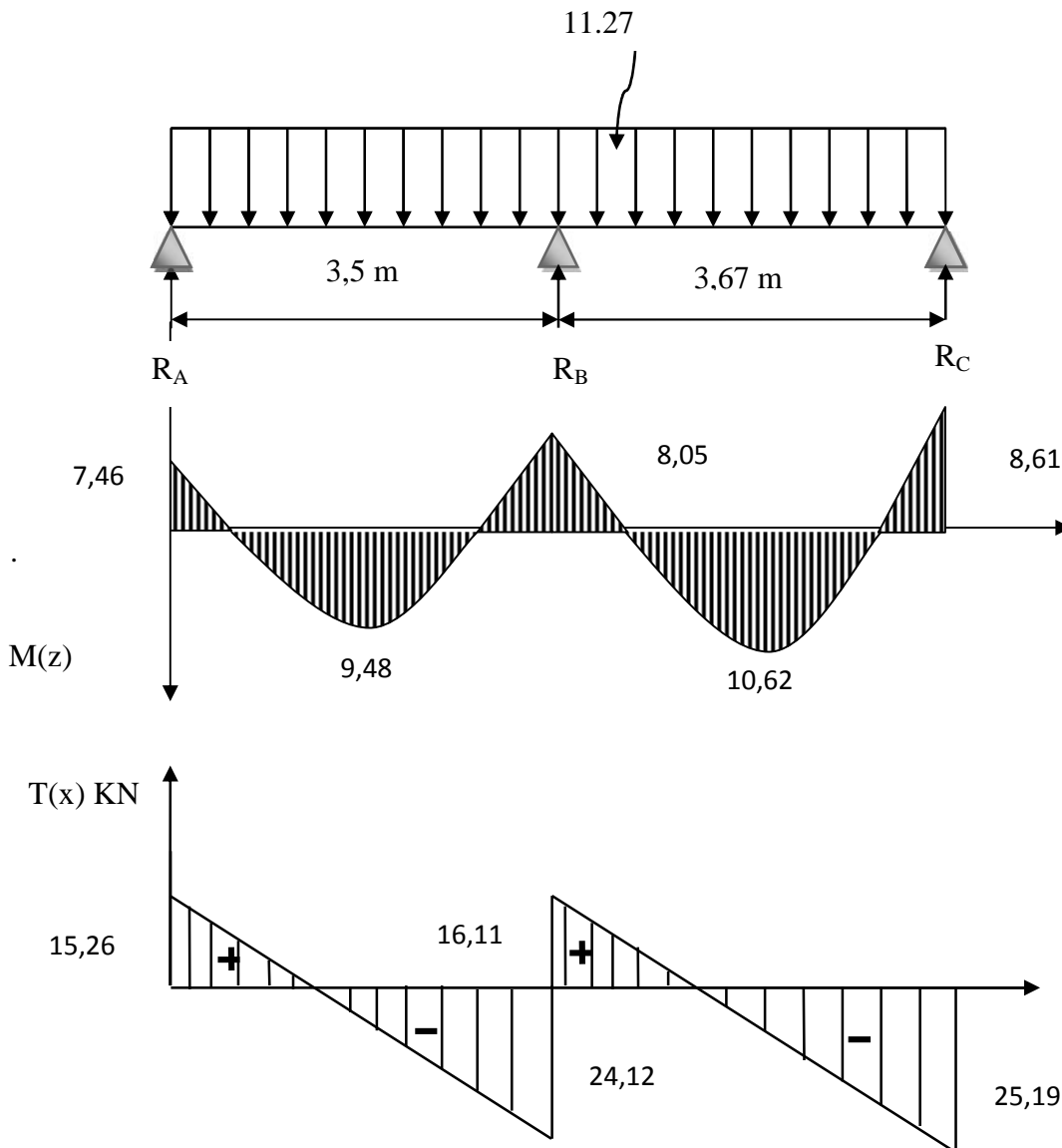


Fig. III.5.2.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.5.3.5 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

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 7.92}{100 x 15} = 0.528$$

$$\rho_1 = 0.528 \Rightarrow \beta_1 = 0.892 \Rightarrow k_1 = 31.51$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.62 \times 10^3}{0.892 \times 15 \times 7.69} = 103.21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{K_1} = \frac{103.21}{31.51} = 3.27 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 15} = 0.528$$

$$\rho_1 = 0.528 \Rightarrow \beta_1 = 0.892 \Rightarrow k_1 = 31.51$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.61 \times 10^3}{0.892 \times 15 \times 7.92} = 81.24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{K_1} = \frac{81.24}{31.51} = 2.57 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **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 ci-après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

$$h = 17 \text{ cm} \quad ; \quad L = 400 \text{ cm} \quad ; \quad A_{str} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$M_{str} = 10.62 \text{ KN m} \quad ; \quad M_0 = 8.22 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{400} = 0.043 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.043 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{10,62}{10 \times 8.22} = 0.13 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{7,92}{100 \times 15} = 0.0052 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Calcul de la flèche**

On va vérifier la formule suivante

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} l^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100x \frac{17^2}{2} + 15x7.92x15}{100x17 + 15x7.92} = 8.92 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 17 - 8,92 = 8,08 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad Y_2 = 8,08 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (8,92^3 + 8,08^3) + 15 \times 7.92 \times (8.08 - 2)^2 = 45633.14 \text{ cm}^4$$

$$I = 45633.14 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.27 \times (4,6)^4 \times 10^6}{10818.86 \times 45633.14} = 0,1330 \text{ mm}$$

$$f = 0.1330 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,92 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée}$$

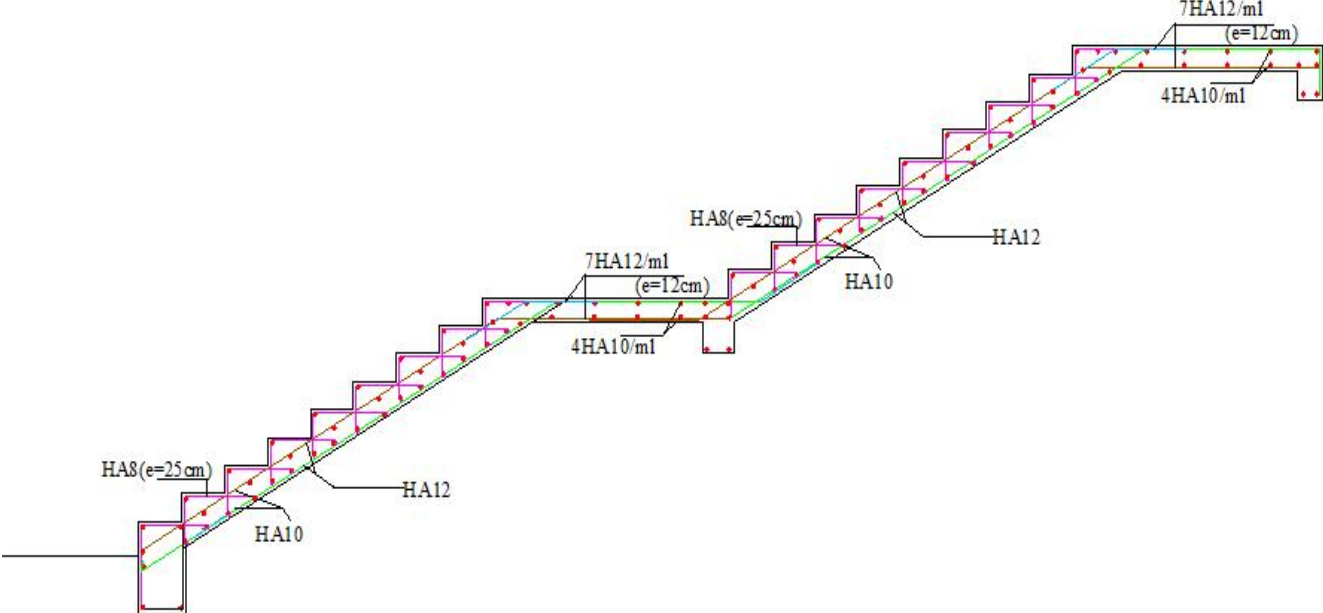
III.5.3.6. Conclusion :

Aux appuis : - Armature principale : $A_p = 7\text{HA}12 \text{ e}=12\text{cm}$

- Armature secondaire : $A_r = 4\text{HA}10 \text{ e}=25\text{cm}$

En travées : - Armature principale : $A_p = 7\text{HA}12 \text{ e}=12\text{cm}$

- Armature secondaire : $A_r = 4\text{HA}10 \text{ e}=25\text{cm}$



III.6. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre (poids du mur et la réaction de la paillasse) . Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 4,00m. (Entre nus d'appuis). Le calcul se fera en flexion simple.

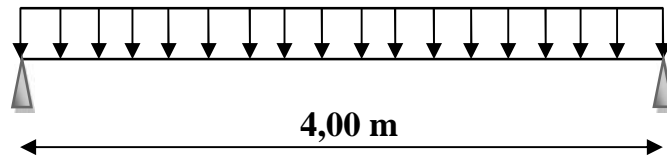


Fig.III.6.3.1 : Schéma statique de la poutre palière.

III.6.1. Pré dimensionnement :

Le RPA99 version 2003 exige les conditions suivantes (Art : 7.5.1).

- $h_t \geq 30 \text{ cm.}$
- $b \geq 20 \text{ cm.}$
- $h_t/b \leq 4.$

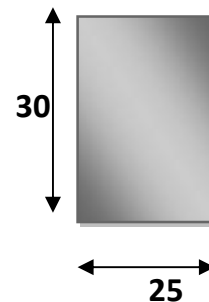
1. La hauteur:

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad \text{avec: } l = 4,00m$$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,67cm \leq h \leq 40m \rightarrow \text{Soit } h = 30cm.$$

2. La largeur :

$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \Rightarrow \text{soit } b = 25 \text{ cm}$



- **Verification:**
 - $h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
 - $b = 25 \geq 20 \text{ cm}$
 - $\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4.$
- Condition vérifiée

III.6.2. Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre : $25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875$ KN/ml.
- Poids du mur $G_m = 1,3 \times 1 = 1,3$ KN/ml
- Action du palier à l'ELU : $R_u = 35,38$ KN/ml.
- Action du palier à l'ELS : $R_s = 25,54$ KN/ml.

III.6.3. Combinaison de charge :

- A l'ELU: $q_u = 1,35 \times (1,875 + 1,3) + 35,38 = 39,67$ KN/ml
- A l'ELS: $q_s = 1,875 + 1,3 + 25,54 = 28,715$ KN/ml

III.6.4. Calcul des efforts internes à l'ELU :

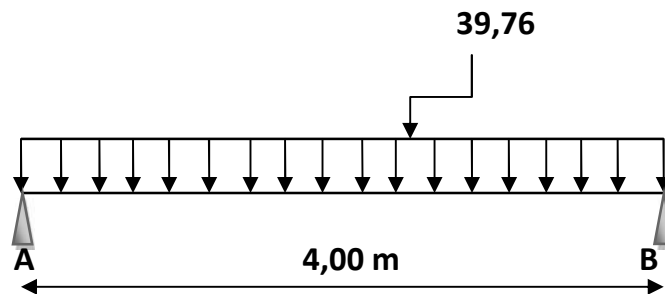


Fig.III.6.3.2 : Schéma statique de calcul.

1. Calcul des efforts tranchants :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{39,38 \times 4,00}{2} = 78,76 \text{ KN.}$$

2. Calcul des moments fléchissant :

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{39,38 \times 4^2}{8} = 78,76 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- Moment sur appui : $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 78,76 = -23,62$ KN.ml.
- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 78,76 = 66,74$ KN.ml

3. Diagramme de moment et de l'effort

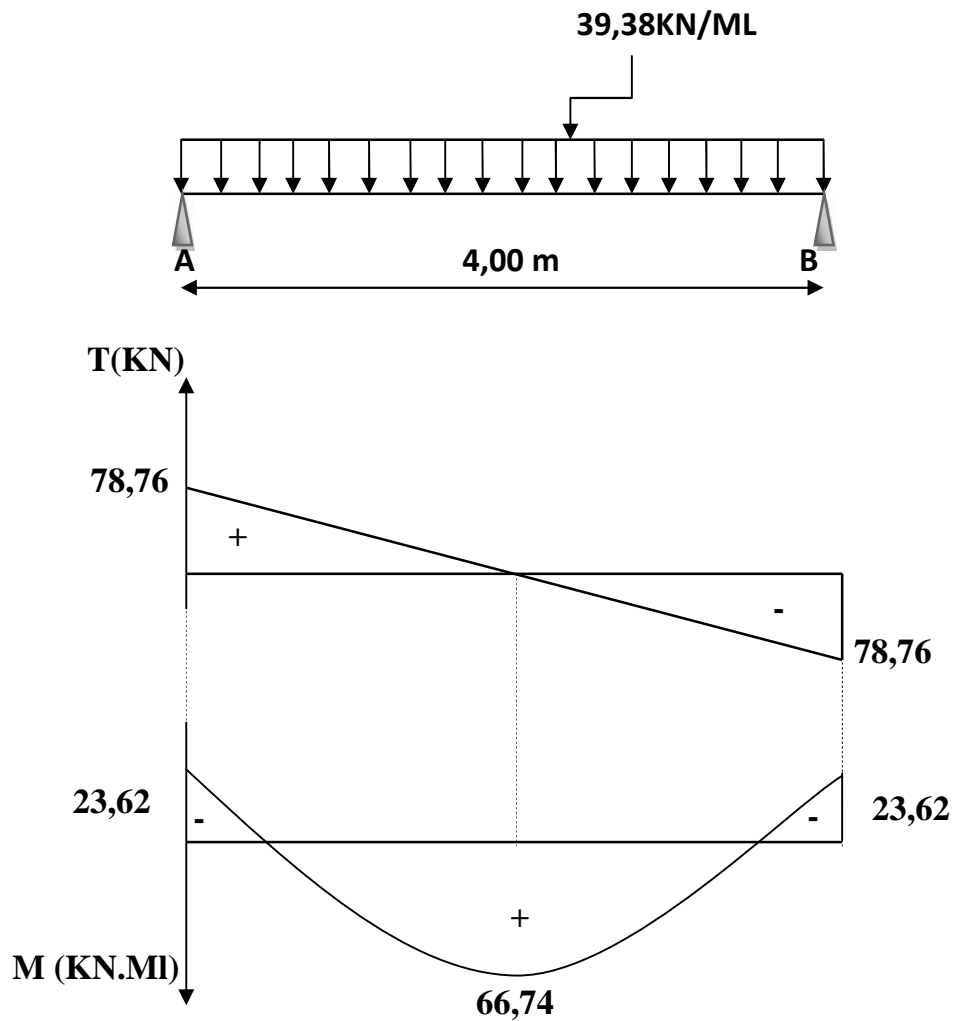


Fig.III.6.4.1 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

4. Calcul des armatures :

En travée :

$$M = 66,74 \text{ KN.ml}$$

$$\tilde{b} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{66,74 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,239 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\tilde{b} = 0,239 \Rightarrow s = 0,861$$

$$A_t = \frac{M_t}{s \times d \times f_s} = \frac{66,74 \times 10^3}{0,861 \times 28 \times 348} = 7,95 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte ; } A_t = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8,01 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis :

$$M_a = 23,62 \text{ KN.ml.}$$

$$\sim_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23,62 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,084 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\sim_b = 0,084 \Rightarrow s = 0,956$$

$$A_a = \frac{M_a}{s \times d \times f_s} = \frac{23,62 \times 10^3}{0,956 \times 28 \times 348} = 2,53 \text{ cm}^2.$$

On adopte ; $A_a = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

6. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non**

fragilité (Art A.4.2,1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$A \geq A_{\min} = 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Aux - appuis

$0,84 < 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

En travées

$0,84 < 8,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition - vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1, 211BAEL91 modifiée 99)**

Fissuration peu nuisible, donc : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\chi_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{78,76 \times 10^3}{250 \times 280} = 1,125 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Il y a aucun risque de cisaillement.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1,321 BAEL 91 modifié 99) :**

➤ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq A_{\min} = \frac{\chi_s \times \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)}{f_e} = \frac{1,15 \times \left(78,76 \times 10^3 - \frac{23,62 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right)}{400} = 2,12 \text{ cm}^2$$

$3,39 \text{ cm}^2 > 2,12 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

- **Influence sur le béton (Art A.6.1,3 BAEL 91 modifié 99):**

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{X_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 d \times b}{X_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 10^2 \times 0,9 \times 28 \times 25}{1,5} = 420 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 78,76 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de l'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1,3 BAEL 91 modifié 99) :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{78,76 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 11,30} = 2,76 \text{ MPa}$$

$$\text{avec : } \sum U_i = n \times f \times w = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.5. Calcul des efforts internes à l'ELS :

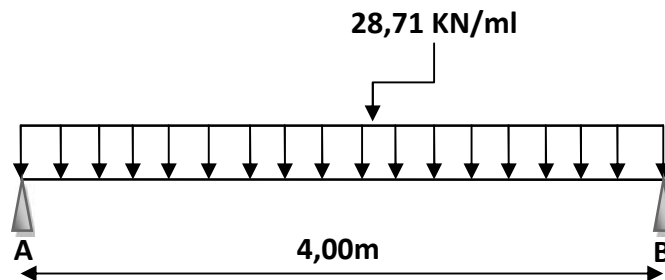


Fig.III.6.3.4.1: Schéma statique de calcul.

1. Calcul des efforts tranchants :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{28,71 \times 4,00}{2} = 57,42 \text{ KN.}$$

2. Calcul des moments fléchissant :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{28,71 \times 4^2}{8} = 57,42 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- Moment sur appui : $M_a = -0,3M_0 = -17,22 \text{ KN.ml.}$
- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 48,80 \text{ KNml.}$

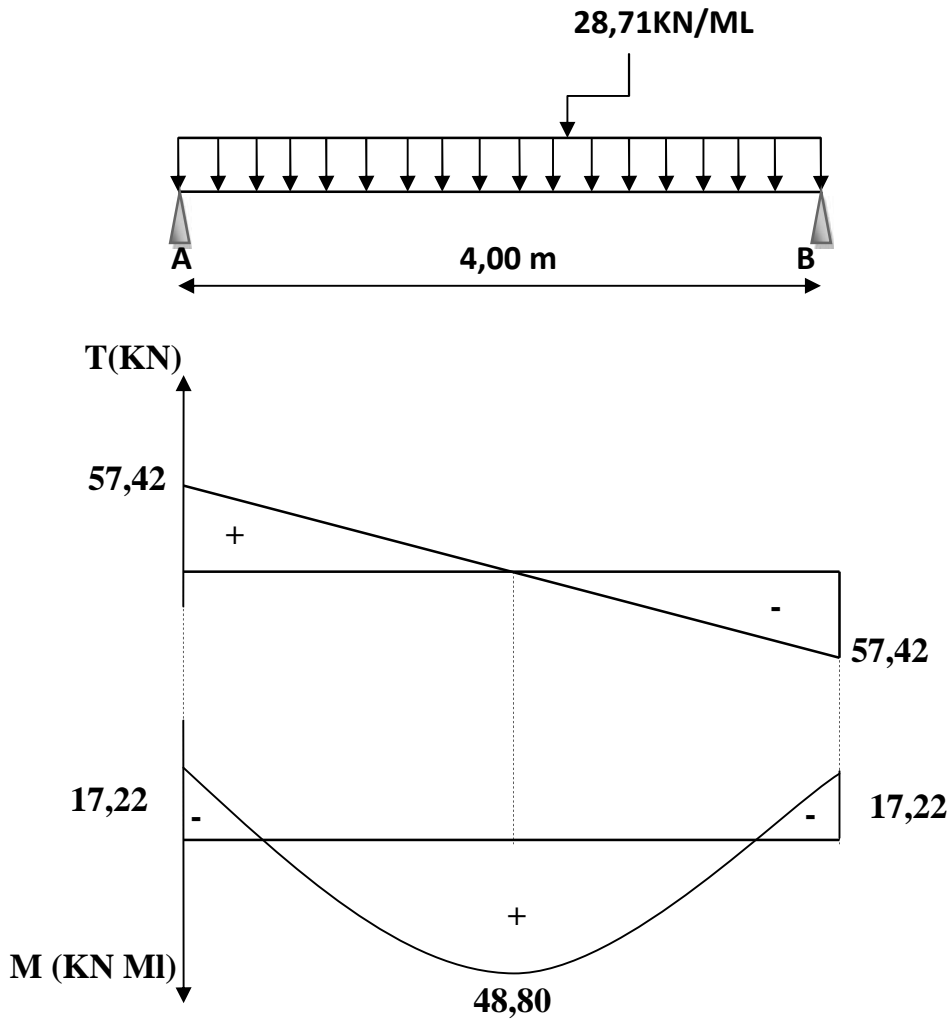


Fig.III.6.5.1: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

3. Vérification à l'ELS :

- vérification des contraintes à l'ELS :

En travée :

$$M_{ts} = 48,80 \text{ kN.m} \text{ et } A_t = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$\dots_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 8,01}{25 \times 28} = 1,14 \Rightarrow K_1 = 19,25 \Rightarrow S_1 = 0,854.$$

Dans l'acier

$$\bar{\tau}_s = \frac{M_{ts}}{S_1 \times d \times A_t} = \frac{48,80 \times 10^3}{0,854 \times 28 \times 8,01} = 254,78 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_s = \frac{f_e}{\chi_b} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 254,78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 348 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

Dans le béton :

$$\tau_{bc} = K \times \tau_s = \frac{1}{K_1} \times \tau_s = \frac{1}{19,25} \times 254,78 = 13,23 \text{MPa} < \overline{\tau}_{bc} = 15 \text{MPa}. \longrightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

En appuis :

$$M_{as} = -17,22 \text{KN.m} \text{ et } A_a = 3,39 \text{cm}^2.$$

$$\dots_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484 \Rightarrow K_1 = 32,62 \Rightarrow S_1 = 0,894.$$

Dans l'acier :

$$\tau_s = \frac{M_{as}}{S_1 \times d \times A_a} = \frac{17,22 \times 10^3}{0,894 \times 28 \times 3,39} = 202,92 \text{MPa.}$$

$$\overline{\tau}_s = \frac{f_e}{\chi_b} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\tau_s = 202,92 \text{MPa} < \overline{\tau}_s = 348 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Dans le béton :

$$\tau_{bc} = K \times \tau_s = \frac{1}{K_1} \times \tau_s = \frac{1}{32,62} \times 202,92 = 6,22 \text{MPa} < \overline{\tau}_{bc} = 15 \text{MPa}. \longrightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche (Art B.6.5, 1 BAEL 91 modifié 99)**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{400} = 0,08 \geq \frac{48,80}{10 \times 57,42} = 0,08 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

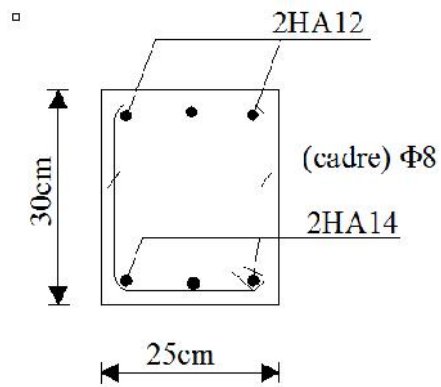
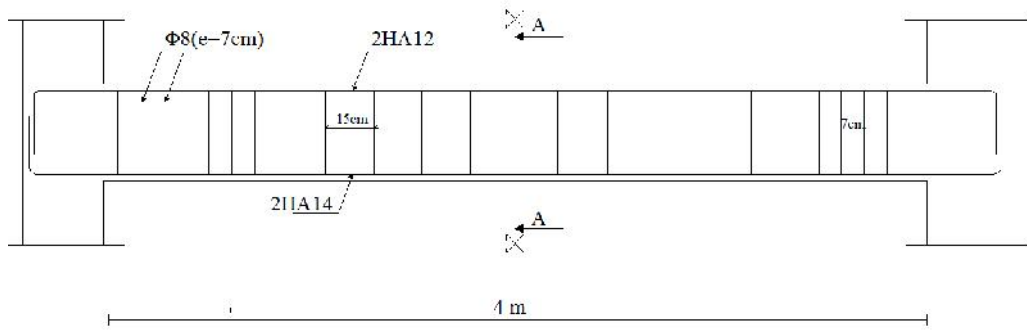
$$\frac{h}{l} = 0,08 > 0,062 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{8,01}{25 \times 28} = 0,01 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

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

III.6.6. Schéma de ferrailage



Coupe A-A

Chapitre IV

Etude de contreventement

IV. Etude du contreventement

IV.1. Introduction

L'étude du contreventement est une étape importante est décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontales ; vent et séisme.

Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système « poteaux-poutres » formant des portiques d'étage.
- Des cages d'escalier et d'ascenseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, forment un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, a la fois de portiques et de murs voiles.

Le but de ce chapitre :

Est de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques, d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

IV.2. les caractéristiques géométriques des voiles :

IV.2.1. Inerties des voiles :

Les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

Les voiles longitudinaux

$I_y = \frac{L \cdot e^3}{12}$ On néglige l'inertie des refends

$I_x = \frac{L \cdot e^3}{12} \ll I_y$ longitudinaux par rapport à l'axe X.

• **Les voiles transversaux :**

$I_x = \frac{e \cdot L^3}{12}$ On néglige l'inertie des refends

$I_y = \frac{L \cdot e^3}{12} \ll I_x$ transversaux par rapport à l'axe Y.

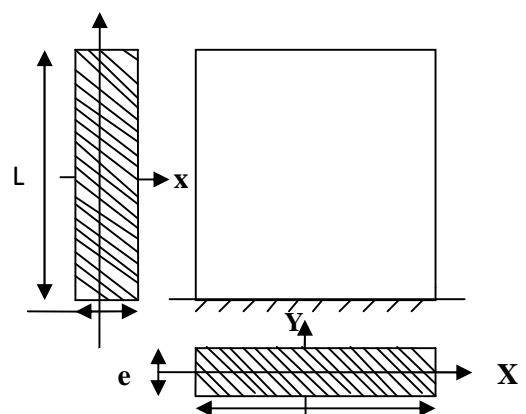


Fig. IV.2. Vue en plan et en coupe du

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent :

Tableau IV.1 : Inertie des voiles longitudinaux.

Voiles	L (m)	e (m)	$I_Y (m^4) 10^{-3}$	Somme $I_Y (m^4)$
VL1	1,20	0,25	1,56	4,08 10⁻³
VL2	1,20	0,25	1,56	
VL3	3,50	0,25	4,50	
VL4	2,50	0,25	3,25	
VL5	2,50	0,25	3,25	
VL6	3,50	0,25	4,50	
VL7	1,80	0,25	2,34	
VL8	1,80	0,25	2,34	
VL9	3,50	0,25	4,50	
VL10	2,50	0,25	3,25	
VL11	2,50	0,25	3,25	
VL12	3,50	0,25	4,50	
VL13	1,20	0,25	1,56	
VL14	1,20	0,25	156	

Tableau IV.2 : Inertie des voiles transversaux.

Voile	L(m)	e (m)	I_X	$I_X (m^4)$
VT1	4,60	0,25	2 ,03	8,12
VT2	4,60	0,25	2 ,03	
VT3	0,90	0,25	0,0012	
VT4	0,90	0,25	0,0012	
VT5	0,90	0,25	0,0012	
VT6	0,90	0,25	0,0012	
VT7	4,60	0,25	2 ,03	
VT8	4,60	0,25	2 ,03	

IV.3. Calcul des inerties fictives des portiques : (méthode des approximations successives)

L'inertie fictive des portiques est évaluée en calculant le déplacement de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne, et de comparer ces déplacements aux flèches que produirait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne pour chaque niveau).

Connaissant l'inertie du refend choisit, il est alors possible d'attribuer pour chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive, puisque dans l'hypothèse de raideur infinie des planchers nous devons obtenir la même flèche pour les portiques et pour les refends.

Après avoir déterminé l'inertie fictive de chaque portique, le problème se résume à l'étude d'une série de refends parallèle, dont l'inertie est connue.

L'inertie fictive des portiques est donnée par : $I_{ei} = \frac{f_i}{\Delta_i}$

I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n

f_i : Flèche du refend au même niveau n

Δ_i : Déplacement du portique au niveau n.

1) Calcul des flèches dans les refends :

La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{EI}$$

S_i : Surface du trapèze

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré

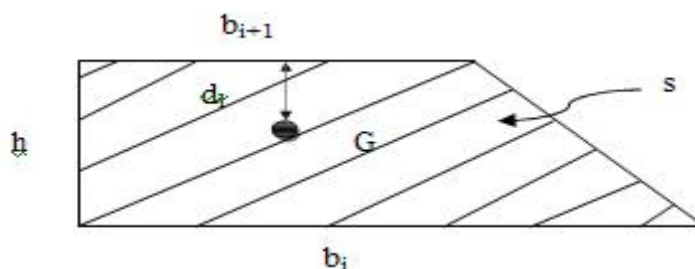


Fig IV.3. la section du trapèze

Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1})h}{2}$$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})h}{3(b_i + b_{i+1})}$$

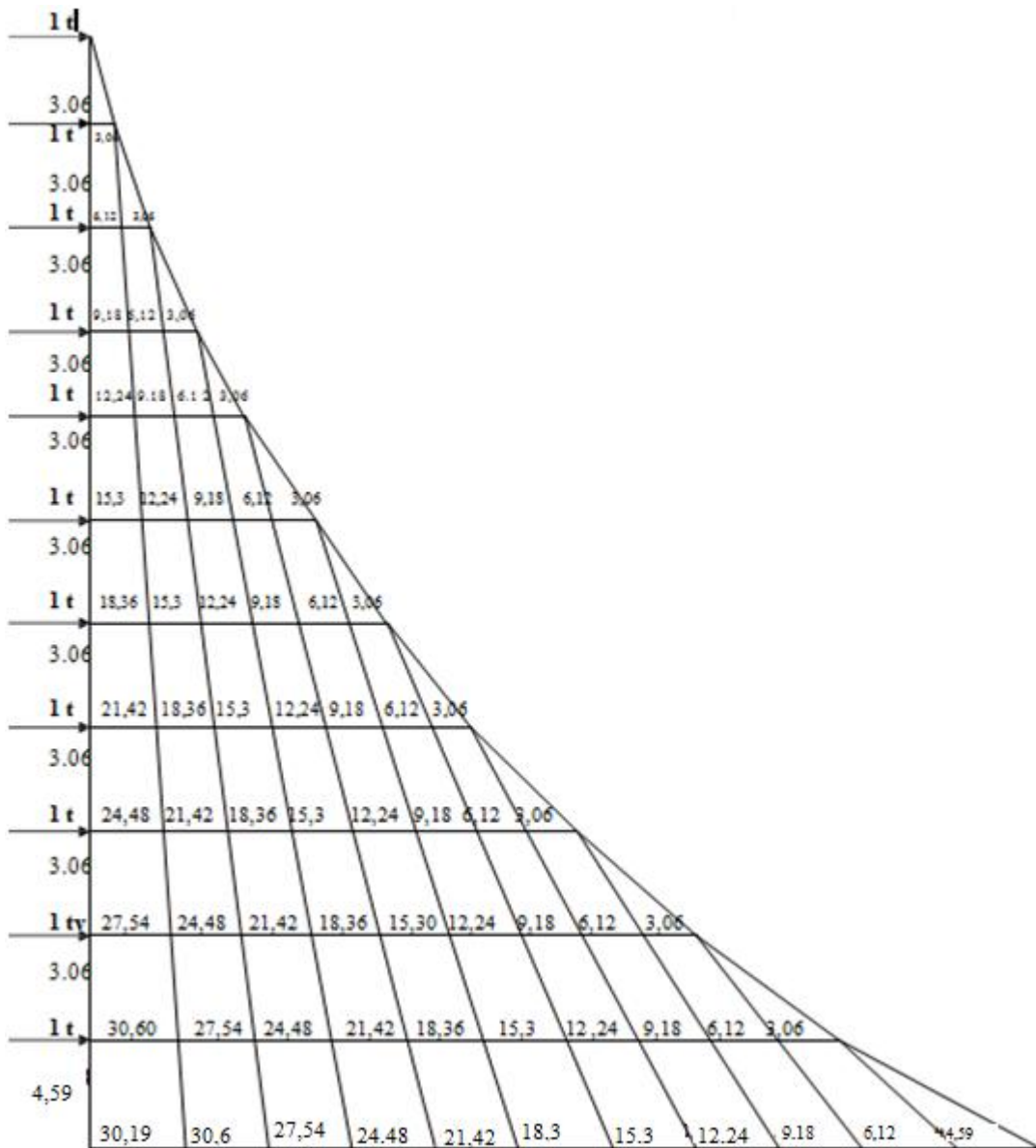


Fig .IV.4. Diagramme des moments des aires

Le tableau suivant donne les aires (S_i) et la position du centre de gravité (d_i) est donnée par le diagramme des moments :

Eléments	b_i	b_{i+1}	H(m)	s_i	d_i	$s_i d_i$	EIfi
9	3,06	0,00	3,06	4,68	2,04	9,55	59017,05
8	9,18	3,06	3,06	18,73	1,78	33,53	51747,32
7	18,36	9,18	3,06	42,14	1,7	71,64	44533,51
6	30,6	18,36	3,06	74,90	1,66	124,33	37407,67
5	45,9	30,6	3,06	117,40	1,63	191,36	30456,31
4	64,26	45,9	3,06	168,54	1,61	271,35	23793,60
3	85,68	64,26	3,06	229,40	1,6	367,04	17573,61
2	110,16	85,68	3,06	299,63	1,59	476,41	11959,80
1	137,70	110,16	3,06	379,22	1,59	602,95	7155,38
RDC	168,3	137,70	3,06	468,18	1,58	739,72	3373,45
Entre sol	203,49	168,3	4,59	568,84	1,57	893,08	893,08

$$f_i = \frac{\sum s_i d_i}{EI}$$

$$f_{ES} = \frac{568,84 \times 1,57}{EI} = \frac{893,08}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{568,84 \times 4,63 + 468,18 \times 1,58}{EI} = \frac{3373,45}{EI}$$

$$f_1 = \frac{568,84 \times 7,69 + 468,18 \times 4,64 + 397,22 \times 1,59}{EI} = \frac{7155,38}{EI}$$

$$f_2 = \frac{568,84 \times 10,75 + 468,18 \times 7,7 + 397,22 \times 4,65 + 299,63 \times 1,59}{EI} = \frac{11959,80}{EI}$$

2) Calcul des déplacements des portiques :

- Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = \Psi_n h$$

Avec :
$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum k_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

- Rotation d'étage :

La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau :

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn} + 2 \sum K_{pn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \cdot h$$

T_n : effort tranchant au niveau « n ».

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du n^{eme} niveau avec a : $K_{tn} = \frac{I_m}{L}$

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du n^{eme} niveau avec a : $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{L}$

h : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

3) Inertie fictive des portiques :

a) Sens longitudinal

Chapitre IV :

Etude de contreventement

niveaux	portique	$\frac{h_c}{n}$	M_n (t.n)	M_{n+1} (t.n)	$\sum \frac{K p o}{10^{-4}}$ (m ³)	$\sum \frac{K p o}{10^{-4}}$ (m ³)	$E\theta$ (t/n ²)	$E\psi$ (t/n ²)	E_{Δ^2} (KN/n)	$\sum \frac{D^n}{\Delta^n}$ (KN/n)	$E_f f$ (KN.n ³)	i (n ⁴)	$\sum i$ (n ⁴)
9	(A-A)	3,06	3,06	0	142,38	17,716	71,969	161,847	4952,523	257220,710	59017,05	0,229	1,628
	(B-B)	3,06	3,06	0	142,38	20,669	61,687	141,283	4323,249	245292,971	59017,05	0,241	
	(C-C)	3,06	3,06	0	142,38	16,715	76,279	170,467	5216,292	273957,895	59017,05	0,215	
	(D-D)	3,06	3,06	0	142,38	17,738	71,880	161,803	4951,157	257219,344	59017,05	0,229	
	(E-E)	3,06	3,06	0	142,38	16,715	76,279	235,971	7220,712	249583,853	59017,05	0,236	
	(F-F)	3,06	3,06	0	142,38	20,669	61,687	202,969	6210,858	238534,083	59017,05	0,247	
	(G-G)	3,06	3,06	3,06	142,38	17,716	71,969	161,847	4952,523	257220,710	59017,05	0,229	
8	(A-A)	3,06	6,12	3,06	142,38	17,716	215,907	323,694	9905,045	252268,187	51747,32	0,205	0,193
	(B-B)	3,06	6,12	3,06	142,38	20,669	185,060	282,565	8646,497	240969,722	51747,32	0,215	
	(C-C)	3,06	6,12	3,06	142,38	16,715	228,836	340,934	10432,583	268741,603	51747,32	0,193	
	(D-D)	3,06	6,12	3,06	142,38	17,738	215,639	323,337	9894,120	252788,097	51747,32	0,205	
	(E-E)	3,06	6,12	3,06	142,38	16,715	228,836	340,934	10432,583	268741,603	51747,32	0,193	
	(F-F)	3,06	6,12	6,12	142,38	20,669	185,060	282,565	8646,497	220714,627	51747,32	0,234	

Chapitre IV :

Etude de contreventement

	(G-G)	3.06	6,12	6,12	142,38	17,716	215,907	323,694	9905,045	252268,187	51747,32	0,205	
7	(A-A)	3.06	9,18	6,12	142,38	17,716	359,844	481,361	14729,639	242363,141	44533,51	0,184	0,172
	(B-B)	3.06	9,18	6,12	142,38	20,669	308,433	420,268	12860,198	232323,225	44533,51	0,192	
	(C-C)	3.06	9,18	6,12	142,38	16,715	381,394	506,706	15505,213	258309,020	44533,51	0,172	
	(D-D)	3.06	9,18	6,12	142,38	17,738	359,398	481,443	14732,163	242893,977	44533,51	0,183	
	(E-E)	3.06	9,18	9,18	142,38	16,715	381,394	506,706	15505,213	258309,020	44533,51	0,172	
	(F-F)	3.06	9,18	9,18	142,38	20,669	308,433	420,268	12860,198	212068,130	44533,51	0,210	
	(G-G)	3.06	9,18	9,18	142,38	17,716	359,844	481,361	14729,639	242363,141	44533,51	0,184	
6	(A-A)	3.06	12,24	9,18	266,38	18,015	495,420	604,486	18497,258	227633,503	37407,67	0,164	0,164
	(B-B)	3.06	12,24	9,18	266,38	21,018	424,646	523,601	16022,178	219463,027	37407,67	0,170	
	(C-C)	3.06	12,24	9,18	266,38	17,014	524,562	637,790	19516,373	242803,807	37407,67	0,154	
	(D-D)	3.06	12,24	12,24	266,38	17,993	496,032	605,184	18518,635	228161,814	37407,67	0,164	
	(E-E)	3.06	12,24	12,24	266,38	17,014	524,562	637,790	19516,373	242803,807	37407,67	0,154	
	(F-F)	3.06	12,24	12,24	266,38	21,018	424,646	523,601	16022,178	199207,931	37407,67	0,188	
	(G-G)	3.06	12,24	12,24	266,38	18,015	495,420	604,486	18497,258	227633,503	37407,67	0,164	

Chapitre IV :

Etude de contreventement

5	(A-A)	3.06	15,3	12,24	266,38	18,015	636,969	755,607	23121,572	209136,245	30456,31	0,146	0,145
	(B-B)	3.06	15,3	12,24	266,38	21,018	545,974	654,501	20027,722	203440,850	30456,31	0,150	
	(C-C)	3.06	15,3	15,3	266,38	17,014	674,437	797,237	24395,466	223287,435	30456,31	0,136	
	(D-D)	3.06	15,3	15,30	266,38	17,993	637,755	756,480	23148,293	209643,180	30456,31	0,145	
	(E-E)	3.06	15,3	15,30	266,38	17,014	674,437	797,237	24395,466	223287,435	30456,31	0,136	
	(F-F)	3.06	15,3	15,30	266,38	21,018	545,974	654,501	20027,722	183185,754	30456,31	0,166	
	(G-G)	3.06	15,3	15,30	266,38	18,015	636,969	755,607	23121,572	209136,245	30456,31	0,146	
4	(A-A)	3.06	18,36	15,30	266,38	18,015	778,518	906,728	27745,887	186014,673	23793,6	0,128	0,120
	(B-B)	3.06	18,36	18,36	266,38	21,018	667,301	785,401	24033,266	183413,128	23793,6	0,130	
	(C-C)	3.06	18,36	18,36	266,38	17,014	824,311	956,685	29274,559	198891,969	23793,6	0,120	
	(D-D)	3.06	18,36	18,36	266,38	17,993	779,478	907,776	27777,952	186494,887	23793,6	0,128	
	(E-E)	3.06	18,36	18,36	266,38	17,014	824,311	956,685	29274,559	198891,969	23793,6	0,120	
	(F-F)	3.06	18,36	18,36	266,38	21,018	667,301	785,401	24033,266	163158,032	23793,6	0,146	
	(G-G)	3.06	18,36	18,36	266,38	18,015	778,518	906,728	27745,887	186014,673	23793,6	0,128	

Chapitre IV :

Etude de contreventement

3	(A-A)	3.06	21,42	21,42	266,38	18,015	920,067	1048,933	32097,344	158268,786	17573,61	0,111	0,104
	(B-B)	3.06	21,42	21,42	266,38	21,018	788,629	908,658	27804,933	159379,861	17573,61	0,110	
	(C-C)	3.06	21,42	21,42	266,38	17,014	974,186	1122,328	34343,224	169617,410	17573,61	0,104	
	(D-D)	3.06	21,42	21,42	266,38	17,993	921,202	1051,390	32172,533	158716,935	17573,61	0,111	
	(E-E)	3.06	21,42	21,42	266,38	17,014	974,186	1122,328	34343,224	169617,410	17573,61	0,104	
	(F-F)	3.06	21,42	21,42	266,38	21,018	788,629	908,658	27804,933	139124,766	17573,61	0,126	
	(G-G)	3.06	21,42	24,48	266,38	18,015	920,067	1048,933	32097,344	158268,786	17573,61	0,111	
2	(A-A)	3.06	24,48	24,48	458,964	18,323	1043,782	1157,815	35429,135	126171,442	11959,8	0,095	0,095
	(B-B)	3.06	24,48	24,48	458,964	21,377	894,670	1135,772	34754,623	131574,928	11959,8	0,091	
	(C-C)	3.06	24,48	24,48	458,964	16,829	1136,451	1256,663	38453,881	135274,186	11959,8	0,088	
	(D-D)	3.06	24,48	24,48	458,964	18,257	1047,561	1161,846	35552,485	126544,402	11959,8	0,095	
	(E-E)	3.06	24,48	24,48	458,964	16,829	1136,451	1256,663	38453,881	135274,186	11959,8	0,088	
	(F-F)	3.06	24,48	27,54	458,964	21,377	894,670	998,762	30562,131	111319,832	11959,8	0,107	
	(G-G)	3.06	24,48	27,54	458,964	18,323	1043,782	1157,815	35429,135	126171,442	11959,8	0,095	

Chapitre IV :

Etude de contreventement

I	(A-A)	3.06	27,54	27,54	458,964	18,323	1182,952	1302,542	39857,777	90742,307	7155,38	0,079	0,079
	(B-B)	3.06	27,54	27,54	458,964	21,377	1013,959	1123,608	34382,397	80757,702	7155,38	0,089	
	(C-C)	3.06	27,54	27,54	458,964	16,829	1287,978	1413,746	43260,616	96820,305	7155,38	0,074	
	(D-D)	3.06	27,54	27,54	458,964	18,257	1187,235	1307,077	39996,546	90991,917	7155,38	0,079	
	(E-E)	3.06	27,54	30,60	458,964	16,829	1287,978	1413,746	43260,616	96820,305	7155,38	0,074	
	(F-F)	3.06	27,54	30,60	458,964	21,377	1013,959	1123,608	34382,397	80757,702	7155,38	0,089	
	(G-G)	3.06	27,54	30,60	458,964	18,323	1182,952	1302,542	39857,777	90742,307	7155,38	0,079	
RDC	(A-A)	3.06	30,6	30,60	458,964	18,323	1322,123	1035,629	31690,254	50884,530	3373,45	0,066	0,066
	(B-B)	3.06	30,6	30,60	458,964	21,377	1133,249	920,023	28152,694	46375,304	3373,45	0,073	
	(C-C)	3.06	30,6	30,60	458,964	16,829	1439,505	1105,813	33837,884	53559,690	3373,45	0,063	
	(D-D)	3.06	30,6	0	458,964	18,257	1326,910	1038,514	31778,534	50995,371	3373,45	0,066	
	(E-E)	3.06	30,6	0	458,964	16,829	1439,505	1105,813	33837,884	53559,690	3373,45	0,063	
	(F-F)	3.06	30,6	0	458,964	21,377	1133,249	920,023	28152,694	46375,304	3373,45	0,073	
	(G-G)	3.06	30,6	0	458,964	18,323	1322,123	1035,629	31690,254	50884,530	3373,45	0,066	

Chapitre IV :**Etude de contreventement**

<i>E-sol</i>	(A-A)	4,59	35,19	0	295,710	18,323	638,015	418,176	19194,276	19194,276	893,08	0,047	0,045
	(B-B)	4,59	35,19	0	295,710	21,377	595,677	397,007	18222,611	18222,611	893,08	0,049	
	(C-C)	4,59	35,19	3,06	295,710	16,829	661,001	429,669	19721,806	19721,806	893,08	0,045	
	(D-D)	4,59	35,19	3,06	295,710	18,257	638,998	418,667	19216,837	19216,837	893,08	0,046	
	(E-E)	4,59	35,19	3,06	295,710	16,829	661,001	429,669	19721,806	19721,806	893,08	0,045	
	(F-F)	4,59	35,19	3,06	295,710	21,377	595,677	397,007	18222,611	18222,611	893,08	0,049	
	(G-G)	4,59	35,19	3,06	295,710	18,323	638,015	418,176	19194,276	19194,276	893,08	0,047	

b) Sens transversal :

niveaux	portique	$\frac{h_c}{n}$	M_n (t.n)	M_{n+1} (t.n)	$\sum_{j=1}^n K_{po_{jt}}$ $\frac{10^{-4}}{145}$	$\sum_{j=1}^n K_{po_{jt}}$ $\frac{10^{-4}}{21}$	$E\theta_{jt}$ (t/n ²)	$E\psi_{jt}$ (t/n ²)	E_{Δ^3} (KN/n)	$D^n = \sum_{j=1}^n \Delta^n$ (KN/n)	$E_I f$ (KN.n ³)	$\frac{I}{r}$ (n ⁴)	$\sum_{j=1}^n \frac{I}{r}$ (n ⁴)
9	(1-1)	3,06	3,06	0	145,22	31,22	40,840	99,239	3036,724	159127,511	59017,05	0,371	0,381
	(2-2)	3,06	3,06	0	145,22	38,79	32,871	83,302	2549,037	141835,925	59017,05	0,416	
	(3-3)	3,06	3,06	0	145,22	32,00	39,844	97,247	2975,763	155030,730	59017,05	0,381	
	(4-4)	3,06	3,06	0	145,22	32,00	39,844	97,247	2975,763	155030,730	59017,05	0,381	
	(5-5)	3,06	3,06	0	145,22	38,79	32,871	83,302	2549,037	132448,138	59017,05	0,446	
	(6-6)	3,06	3,06	0	145,22	31,22	40,840	99,239	3036,724	158517,805	59017,05	0,372	
8	(1-1)	3,06	6,12	3,06	145,22	31,22	122,520	198,479	6073,449	156090,786	51747,32	0,332	0,340
	(2-2)	3,06	6,12	3,06	145,22	38,79	98,613	166,604	5098,074	139286,888	51747,32	0,372	
	(3-3)	3,06	6,12	3,06	145,22	32,00	119,531	194,494	5951,527	152054,966	51747,32	0,340	
	(4-4)	3,06	6,12	3,06	145,22	32,00	119,531	194,494	5951,527	152054,966	51747,32	0,340	
	(5-5)	3,06	6,12	3,06	145,22	38,79	98,613	166,604	5098,074	129899,101	51747,32	0,398	
	(6-6)	3,06	6,12	3,06	145,22	31,22	122,520	178,557	5463,839	155481,080	51747,32	0,333	

Chapitre IV :

Etude de contreventement

7	(1-1)	3,06	9,18	6,12	145,22	31,22	204,199	295,975	9056,832	150017,338	44533,51	0,297	0,305
	(2-2)	3,06	9,18	6,12	145,22	38,79	164,355	248,162	7593,770	134188,814	44533,51	0,332	
	(3-3)	3,06	9,18	6,12	145,22	32,00	199,219	289,417	8856,169	146103,439	44533,51	0,305	
	(4-4)	3,06	9,18	6,12	145,22	32,00	199,219	289,417	8856,169	146103,439	44533,51	0,305	
	(5-5)	3,06	9,18	6,12	145,22	38,79	164,355	248,161	7593,736	124801,028	44533,51	0,357	
	(6-6)	3,06	9,18	6,12	145,22	31,22	204,199	295,975	9056,824	150017,241	44533,51	0,297	
6	(1-1)	3,06	12,24	9,18	271,74	31,60	282,393	360,270	11024,257	140960,505	37407,67	0,265	0,273
	(2-2)	3,06	12,24	9,18	271,74	39,38	226,611	296,520	9073,507	126595,045	37407,67	0,295	
	(3-3)	3,06	12,24	9,18	271,74	32,54	274,258	350,973	10739,773	137247,270	37407,67	0,273	
	(4-4)	3,06	12,24	9,18	271,74	32,54	274,258	350,973	10739,773	137247,270	37407,67	0,273	
	(5-5)	3,06	12,24	9,18	271,74	39,39	226,609	296,517	9073,430	117207,292	37407,67	0,319	
	(6-6)	3,06	12,24	9,18	271,74	31,61	282,392	360,269	11024,238	140960,417	37407,67	0,265	
5	(1-1)	3,06	15,30	12,24	271,74	31,60	363,076	450,337	13780,322	129936,248	30456,31	0,234	0,241
	(2-2)	3,06	15,30	12,24	271,74	39,38	291,357	370,650	11341,884	117521,537	30456,31	0,259	
	(3-3)	3,06	15,30	12,24	271,74	32,54	352,617	438,716	13424,716	126507,497	30456,31	0,241	
	(4-4)	3,06	15,30	12,24	271,74	32,54	352,617	438,716	13424,716	126507,497	30456,31	0,241	
	(5-5)	3,06	15,30	12,24	271,74	39,39	291,355	370,647	11341,787	108133,862	30456,31	0,282	
	(6-6)	3,06	15,30	12,24	271,74	31,61	363,075	450,337	13780,298	129936,179	30456,31	0,234	
4	(1-1)	3,06	18,36	15,3	271,74	31,60	443,760	540,405	16536,386	116155,926	23793,6	0,205	1,300

Chapitre IV :

Etude de contreventement

	(2-2)	3,06	18,36	15,30	271,74	39,38	356,104	444,780	13610,261	106179,653	23793,6	0,224	
	(3-3)	3,06	18,36	15,30	271,74	32,54	430,977	526,459	16109,659	113082,781	23793,6	0,210	
	(4-4)	3,06	18,36	15,30	271,74	32,54	430,977	526,459	16109,659	113082,781	23793,6	0,210	
	(5-5)	3,06	18,36	15,30	271,74	39,39	356,100	444,776	13610,145	96792,075	23793,6	0,246	
	(6-6)	3,06	18,36	15,30	271,74	31,61	443,759	540,404	16536,357	116155,882	23793,6	0,205	
3	(1-1)	3,06	21,42	18,36	271,74	31,60	524,443	626,737	19178,149	99619,540	17573,61	0,176	0,181
	(2-2)	3,06	21,42	18,36	271,74	39,38	420,850	515,174	15764,336	92569,392	17573,61	0,190	
	(3-3)	3,06	21,42	18,36	271,74	32,54	509,336	609,252	18643,121	96973,122	17573,61	0,181	
	(4-4)	3,06	21,42	18,36	271,74	32,54	509,336	609,252	18643,121	96973,122	17573,61	0,181	
	(5-5)	3,06	21,42	18,36	271,74	39,39	420,845	514,576	15746,030	83181,930	17573,61	0,211	
	(6-6)	3,06	21,42	18,36	271,74	31,61	524,442	626,736	19178,133	99619,525	17573,61	0,176	
2	(1-1)	3,06	24,48	21,42	468,29	32,00	597,656	681,063	20840,513	80441,392	11959,8	0,149	0,153
	(2-2)	3,06	24,48	21,42	468,29	40,00	478,125	610,042	18667,283	76805,056	11959,8	0,156	
	(3-3)	3,06	24,48	21,42	468,29	33,10	577,795	659,877	20192,227	78330,001	11959,8	0,153	
	(4-4)	3,06	24,48	21,42	468,29	33,10	577,795	659,877	20192,227	78330,001	11959,8	0,153	
	(5-5)	3,06	24,48	21,42	468,29	40,10	476,933	552,291	16900,095	67435,899	11959,8	0,177	
	(6-6)	3,06	24,48	21,42	468,29	32,00	597,656	681,063	20840,513	80441,392	11959,8	0,149	
1	(1-1)	3,06	27,54	24,48	468,29	32,00	677,344	766,195	23445,577	59600,879	7155,38	0,120	0,123
	(2-2)	3,06	27,54	24,48	468,29	40,00	541,875	622,758	19056,389	50627,510	7155,38	0,141	

Chapitre IV :

Etude de contreventement

	(3-3)	3,06	27,54	24,48	468,29	33,10	654,834	742,361	22716,255	58137,774	7155,38	0,123	
	(4-4)	3,06	27,54	24,48	468,29	33,10	654,834	742,361	22716,255	58137,774	7155,38	0,123	
	(5-5)	3,06	27,54	24,48	468,29	40,10	540,524	621,327	19012,607	50535,804	7155,38	0,142	
	(6-6)	3,06	27,54	24,48	468,29	32,00	677,344	766,195	23445,577	59600,879	7155,38	0,120	
RDC	(1-1)	3,06	30,60	27,54	468,29	32,00	757,031	673,635	20613,232	36155,303	3373,45	0,093	0,095
	(2-2)	3,06	30,60	27,54	468,29	40,00	605,625	568,289	17389,650	31571,121	3373,45	0,107	
	(3-3)	3,06	30,60	27,54	468,29	33,10	731,873	656,496	20088,767	35421,518	3373,45	0,095	
	(4-4)	3,06	30,60	27,54	468,29	33,10	731,873	656,496	20088,767	35421,518	3373,45	0,095	
	(5-5)	3,06	30,60	27,54	468,29	40,10	604,115	567,210	17356,616	31523,198	3373,45	0,107	
	(6-6)	3,06	30,60	27,54	468,29	32,00	757,031	673,635	20613,232	36155,303	3373,45	0,093	
E-sol	(1-1)	4,59	35,19	30,60	299,42	32,00	481,333	338,607	15542,071	15542,071	893,08	0,057	0,058
	(2-2)	4,59	35,19	30,60	299,42	40,00	422,047	308,965	14181,471	14181,471	893,08	0,063	
	(3-3)	4,59	35,19	30,60	299,42	33,10	472,212	334,047	15332,752	15332,752	893,08	0,058	
	(4-4)	4,59	35,19	30,60	299,42	33,10	472,212	334,047	15332,752	15332,752	893,08	0,058	
	(5-5)	4,59	35,19	30,60	299,42	40,10	421,398	308,640	14166,581	14166,581	893,08	0,063	
	(6-6)	4,59	35,19	30,60	299,42	32,00	481,333	338,607	15542,071	15542,071	893,08	0,057	

4) Inerties moyennes des portiques :

a) Sens Longitudinal : (Tableau IV.6)

niv	E.sol	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09
$\frac{I_{iv}^{ex}}{I_{R^1}}$	0,045	0,066	0,079	0,095	0,104	0,120	0,145	0,164	0,172	0,193	1,628
$I_{moy} (m^4)$	0,255										

b) Sens Transversal: (Tableau IV.7)

niv	E.sol	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09
$\frac{I_{iv}^{ex}}{I_{R^1}}$	0,058	0,095	0,123	0,153	0,181	1,300	0,241	0,273	0,305	0,340	0,381
$I_{moy} (m^4)$	0,279										

5) Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

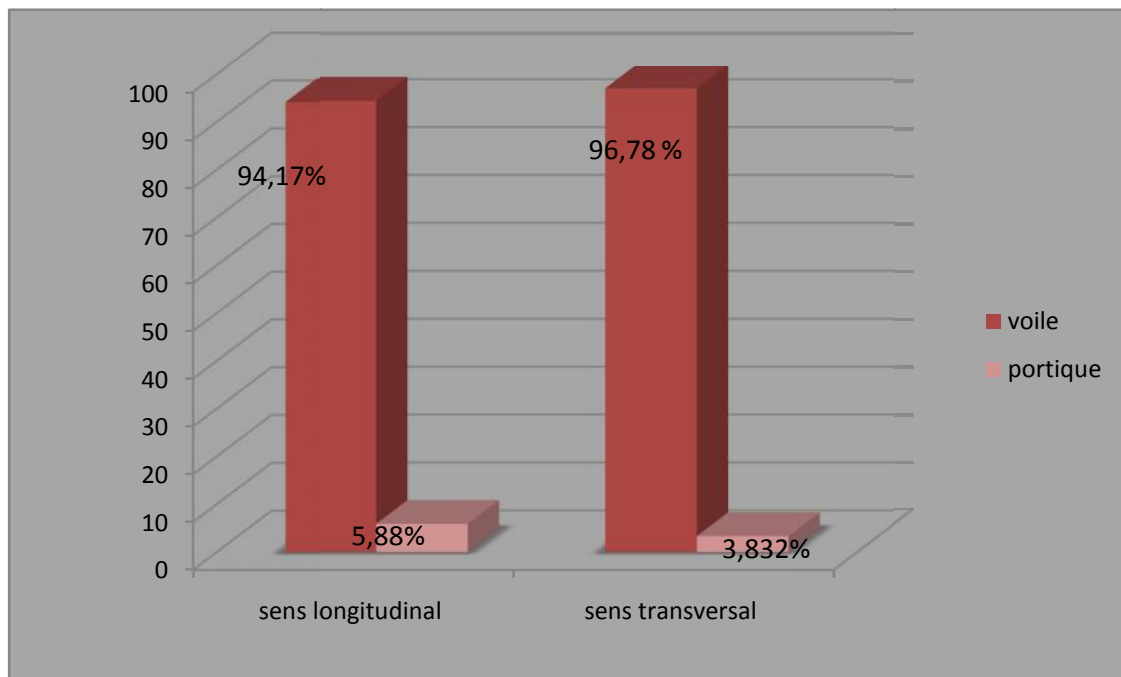
a) Sens Longitudinal : (Tableau IV.8)

	I_{MOY} par niveau (m^4)	% de participation
Portiques	0,255	5,88%
Voiles	4,08	94,17 %
Somme	4,335	100 %

b) Sens transversal : (Tableau IV.9)

	I_{MOY} par niveau (m^4)	% de participation
Portiques	0,279	3,32 %
Voiles	8,12	96,78 %
Somme	8,39	100 %

6) Représentation graphique des pourcentages d'inertie :



Remarque :

En comparant les résultats, on voit que les inerties des portiques sont très faibles par rapport aux inerties des voiles dans les deux sens (X-X) et (Y-Y).

Et que les portiques reprennent moins de 25% des sollicitations dues aux charges verticales, par contre les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations aux charges verticales

IV.4.Conclusion :

Notre structure est contreventée par des voiles porteurs en béton armé qui est un système constitué de voiles et de portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

Chapitre V

Présentation de l'ETABS

V. Modélisation de la structure**V.1.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 devenue indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V-2 .Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V.3. Description du logiciel ETABS :

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

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

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille Joints : nœuds

Frame : portique (cadre) Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage Column : poteau

Beam : poutre

V.4. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig. 1).



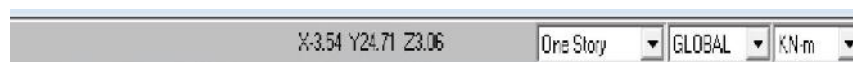
Fig. V.1 : Application ETABS

V.5. Etapes de modélisation :**V-5.1 : 1^{er} étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

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

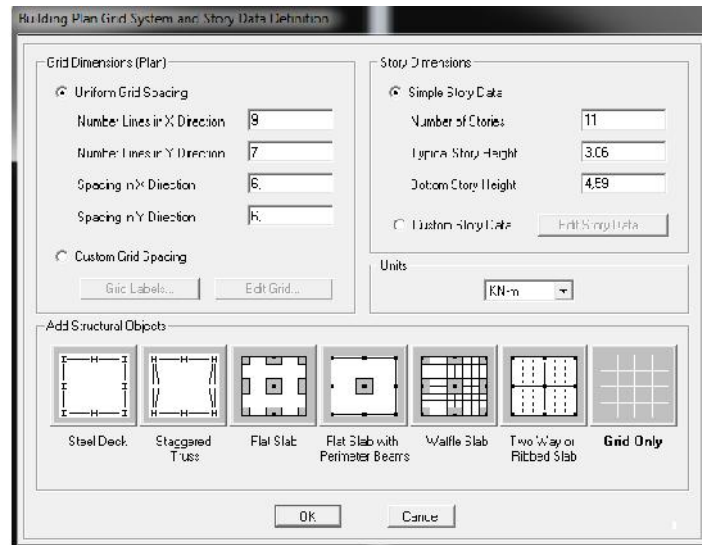
**b) Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x. 10 portique
- Le nombre de portique suivant y-y : 7 portique

- Le nombre des étages : 11 niveaux (9 étage + Rdc et entre sol)

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z.**



c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage. -On clique sur le bouton droit de la souris.

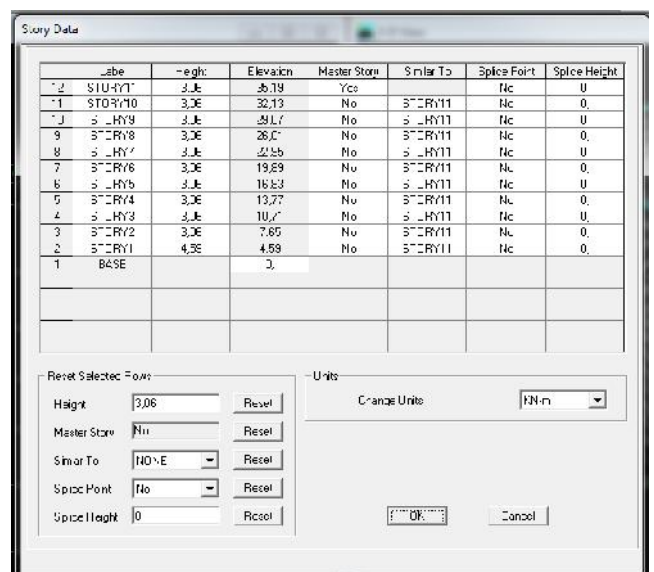
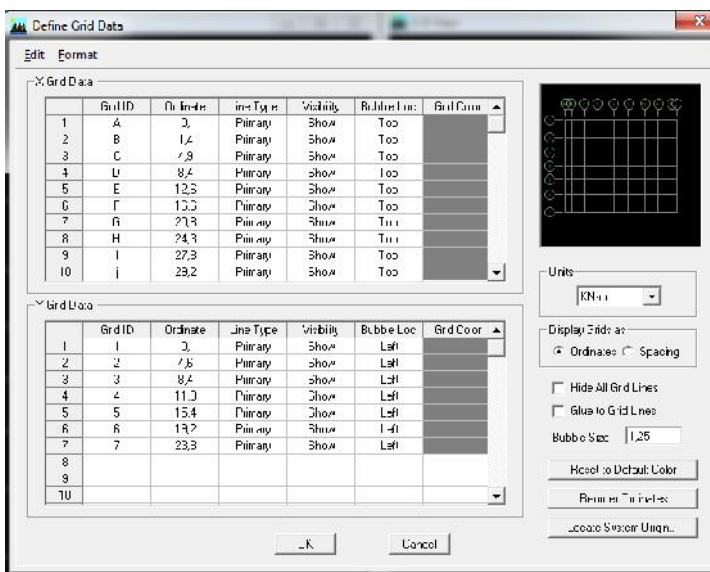
-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data.**

Suivant x : 1,40 - 4,90 – 8,40 – 12,60 – 16,6 – 20,80 – 24,30 – 27,80 – 29,20.

Suivant y : 4,60 – 8,40 – 11,9 – 15,4 – 19,20 – 23,8.

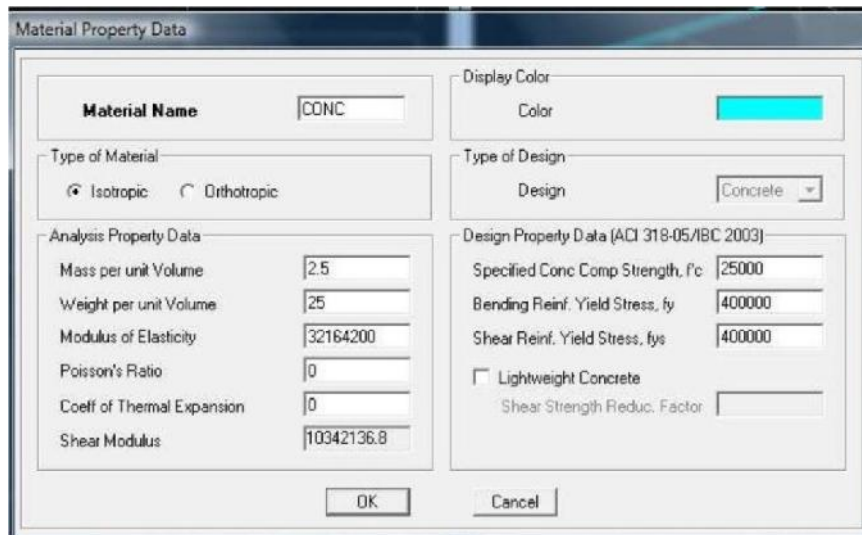
Suivant z : 4,59 – 7,65 – 10,71 – 13,77 – 16,88 – 19,89 – 22,95 – 26,01 – 29,07 – 32,13- 35,19



V5.2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

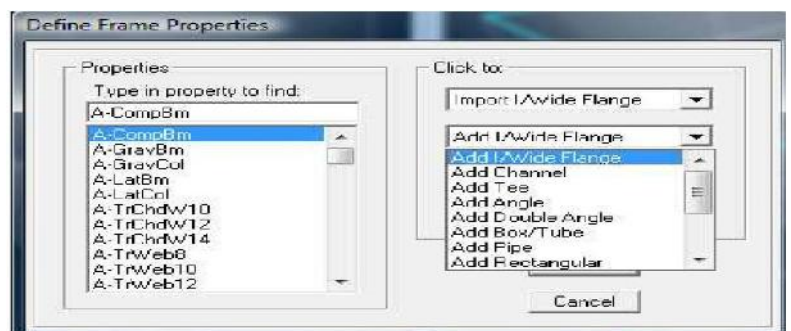
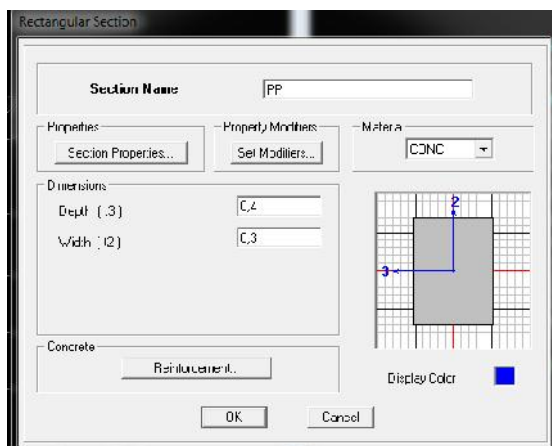


V.5.3. Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



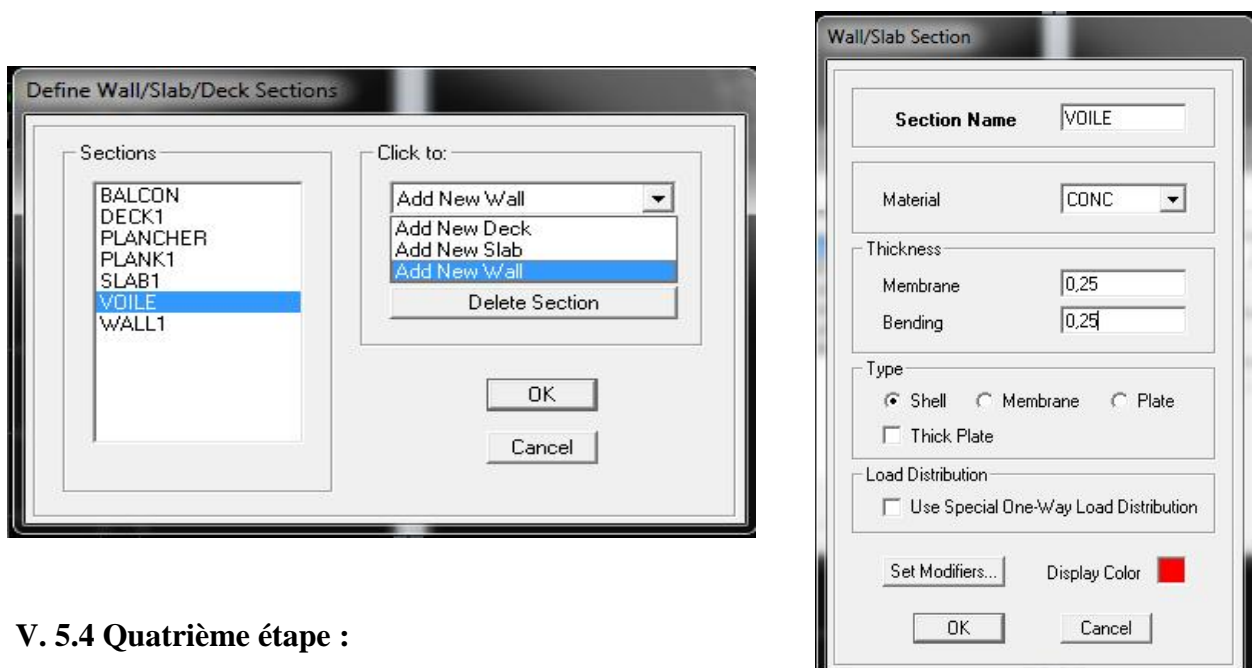
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



V. 5.4 Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

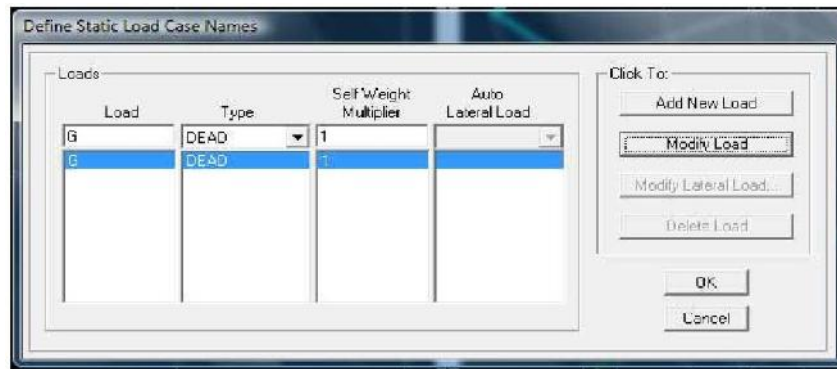
La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

❖ Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge) : **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **1**

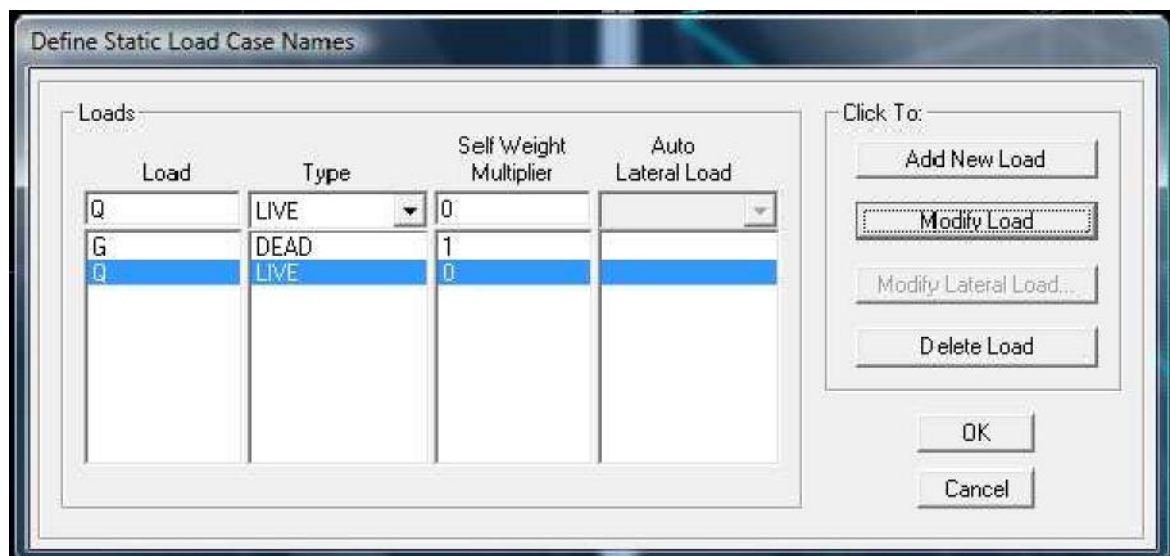


❖ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



2) Charge dynamique :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

Ñ **Zone** : **IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Ñ **Groupe d'usage** : **2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

Ñ **Coeff comportement** : **Portiques auto stable avec remplissage**

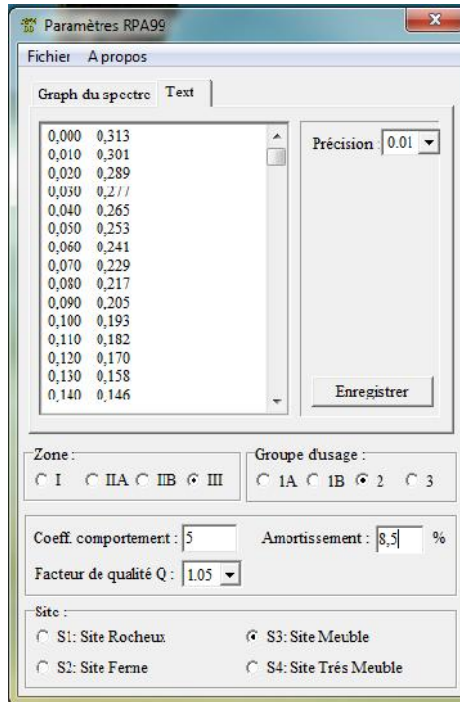
Ñ **Remplissage** : **Dense** (Cloisons en maçonnerie)

- Ñ Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre 1)
- Ñ Facteur de qualité (Q):
- Ñ Q=1,05

- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone :

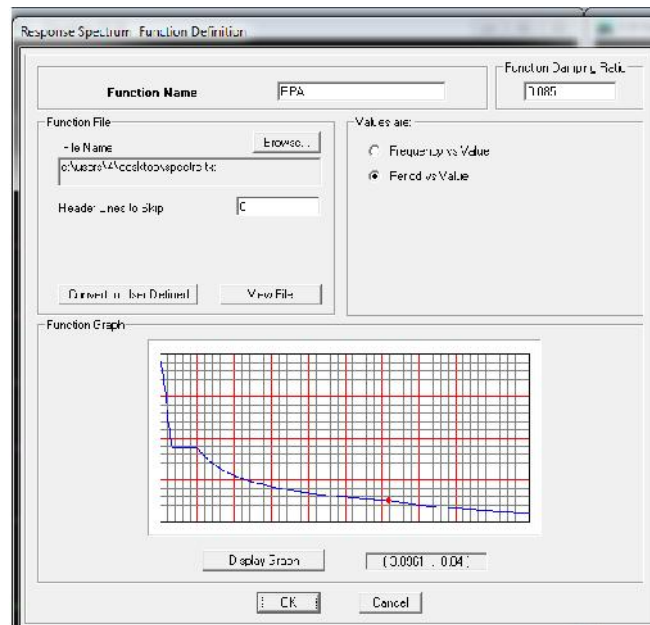


Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Texte** .



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

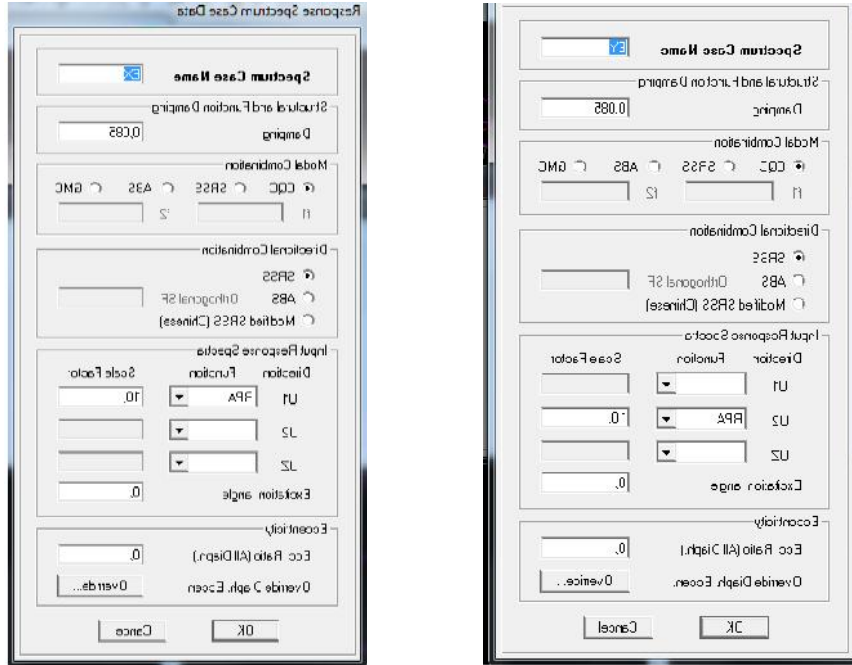
Define Response Spectrum Functions Spectrum from file



Fonction Name (nom du spectre): **RPA** .

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define Responses spectrum cases Add New Spectrum



Dans la partie **Input réponse spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

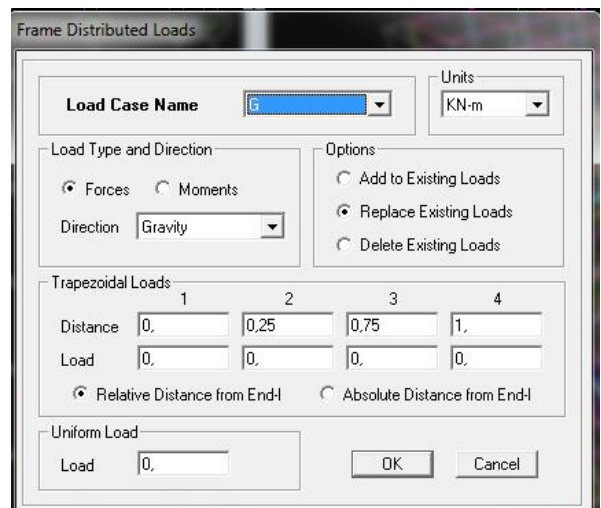
V-5.5. 5^{ème} étape : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :



Assign → Frame/line loads → Distributed

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.



V.5.6. 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G+Q\pm Ex$

$G+Q\pm Ey$

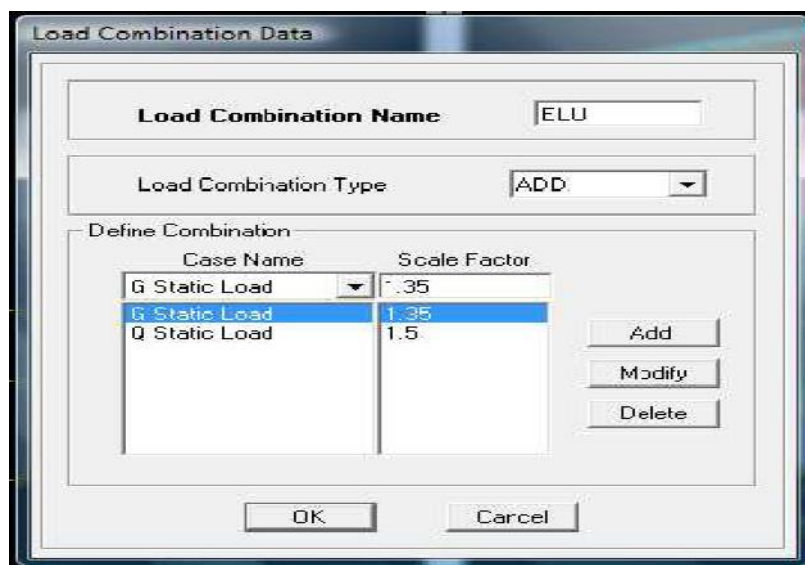
0.8GE : $0.8G\pm Ex$

$0.8G\pm Ey$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo**

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.



V.5.7. 7^{ème} étape :

Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes). Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les noeuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign 

Joint/point

Restraints

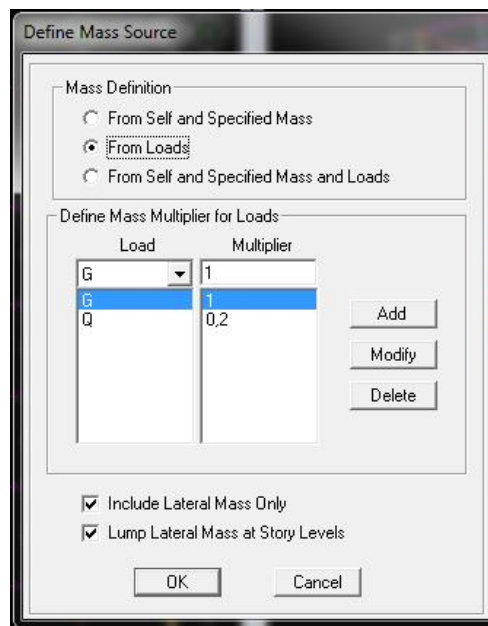


➤ **Mass- Source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente, et la valeur de **0,2** suivant la nature de la structure.

Define Mass source

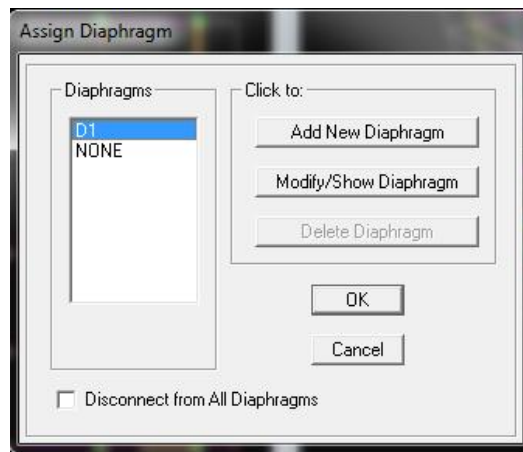


➤ **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragme** → **Add New Diaphragme.**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

V.5.8. 8^{ème} étape :

Analyse et visualisation des résultats.

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Visualisation des résultats :

➤ **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display show tables** , on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « *Modal* ».



Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

➤ **Efforts internes dans les éléments barres :**• **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**

Dans **Elément Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

• **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** » .

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** la colonne **Ux** correspond au sens xx , et **Uy** au sens yy.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

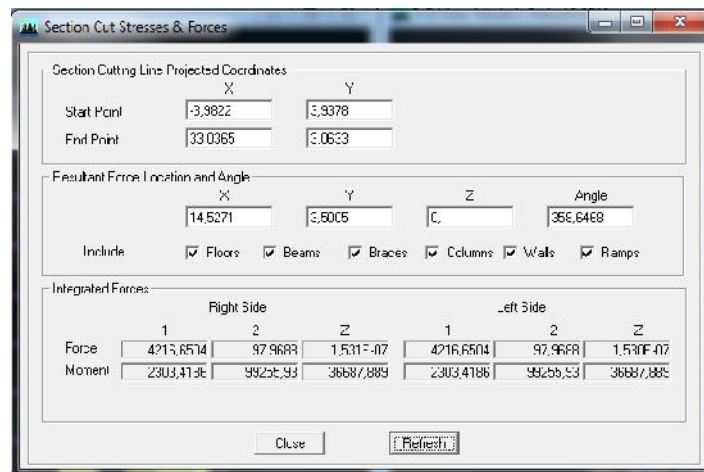
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré



Remarque :

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

Chapitre VI

Vérification selon le RPA

VI. Vérification RPA :**VI.1. Introduction**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté.

Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

VI.1.1. Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Avec : P_q c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q .

a) Conditions minimales sur les files de contreventement**a.1 Système des portiques :**

D'après le RPA99vs 2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1.5

sens longitudinal : (7 travée) :

$$\left. \begin{array}{l} 3,5/3,5=1 < 1.5 \\ 3,5/4,20=0,83 < 1.5 \\ 4,20/4,00=1,05 < 1.5 \\ 4,00/4,20=0,95 < 1.5 \\ 4,20/3,50=1,2 < 1.5 \\ 3,5/3,5=1 < 1.5 \end{array} \right\} \text{critère observé } p_q = 0$$

Ñ Sens transversal : (6 travée) :

$$\left. \begin{array}{l} 4,60/3,80=1,21 < 1.5 \\ 3,80/3,50=1,08 < 1.5 \\ 3,50/3,50=1 < 1.5 \\ 3,50/3,80=0,92 < 1.5 \\ 3,80/4,60=0,82 < 1.5 \end{array} \right\} \text{critère observé } p_q = 0$$

a.2 Système de voiles :

Chaque file de voile 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

$$h_e/l \leq 0.67,$$

h_e : étant la hauteur d'étage soit égale à 3,06m et $l=2,3$ m (valeurs maximales)

$$3,06/4,06 = 0,66 < 0,67 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Redondance en plan

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- Sens longitudinal : (6 files)

$$L_{\max} / L_{\min} = 4.20 / 4.00 = 1.05 < 1.5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

- Sens transversal: (6files)

$$L_{\max} / L_{\min} = 4.60 / 3.80 = 1.21 < 1.5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

c) Régularité en plan

c.1 Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

c.2 L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée (**cette condition est vérifiée et justifiée lors des vérifications exigés par le RPA avec le logiciel ETABS, chapitre VI**).

c.3 La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} < 4 \quad 29,60/24,20=1,22 < 4$$

c.4 La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.....**Condition NON vérifiée P=0,05**

d) Régularité en élévation

d.1 Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

d.2 Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

d.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**

Donc : La structure est classée régulière en élévation

e) Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés donc : $p_q = 0$

f) 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.

$P_q = 0$

Le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés

<i>Critère q</i>	<i>observé</i>	<i>p_q</i>
Condition minimale sur les files de contreventement	<i>Non</i>	0.00
Redondance en plan	<i>oui</i>	0.05
Régularité en plan	<i>oui</i>	0.00
Régularité en élévation	<i>oui</i>	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	<i>oui</i>	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	<i>oui</i>	0.00

Finalement on trouve : $Q=1.05$

VI.2 Vérification de la période empirique :

VI.2.1 Calcul de la période empirique :

$$T_{\text{empirique}} = \left\{ C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \right\} = 0.05 \times 38,19^{0,75} = 0.77s$$

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 type de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).

VI.2.2 Calcul de la période empirique majorée :

D'après le RPA99vs2003 la valeur de T calculées ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T_{\text{maj}} = T + 30\% T = 1.001s$$

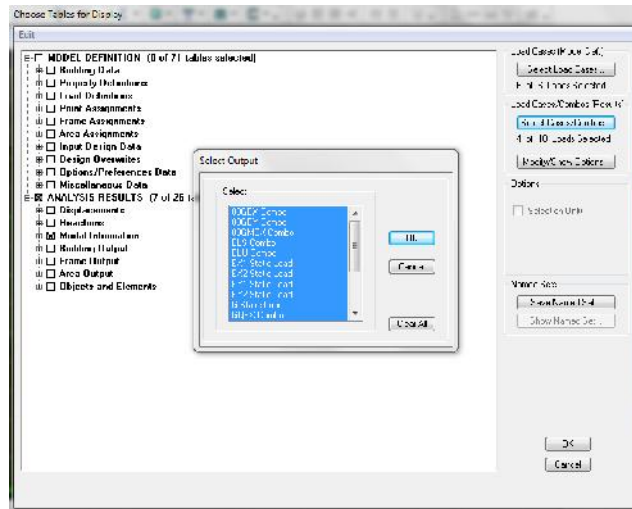
VI.2.3 Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display \implies show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS \implies modal information



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos \implies 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 :

Modal Participating Mass Ratios														
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ	
1	0,954590	70,7464	0,0006	0,0000	70,7464	0,0006	0,0000	0,0009	98,6705	0,0005	0,0009	98,6705	0,0005	
2	0,849893	0,0317	69,4214	0,0000	70,7461	69,4220	0,0000	98,1035	0,0023	0,2215	98,1042	98,6728	0,3020	
3	0,817911	0,0707	0,2234	0,0000	70,8167	69,6454	0,0000	0,5204	0,0991	68,5438	98,4246	98,1719	98,8496	
4	0,241762	16,3608	0,0000	0,0000	87,1796	69,6454	0,0000	0,0000	0,3110	0,0058	98,4246	99,5630	68,8512	
5	0,200764	0,0000	18,3215	0,0000	87,1796	88,1670	0,0000	1,2436	0,0000	0,0109	99,6632	99,5630	98,8621	
6	0,182868	0,0354	0,0104	0,0000	87,1850	83,1773	0,0000	0,0007	0,0003	18,1660	99,6639	99,5632	38,0301	
7	0,132122	0,2923	0,0000	0,0000	87,4773	83,1773	0,0000	0,0000	0,3234	0,0001	99,6639	99,6066	38,0302	
8	0,101598	6,1402	0,0000	0,0000	95,6175	83,1774	0,0000	0,0000	0,2914	0,0009	99,6639	99,8680	38,0311	
9	0,086139	0,0000	6,5898	0,0000	93,6175	94,7671	0,0000	0,2647	0,0000	0,0003	99,8936	99,8680	38,0340	
10	0,076875	0,0327	0,0029	0,0000	95,6202	94,7700	0,0000	0,0001	0,0001	6,6853	99,8937	99,8681	34,7193	
11	0,057230	3,1222	0,0000	0,0000	96,7424	94,7700	0,0000	0,0000	0,0603	0,0003	99,8937	99,9584	34,7197	
12	0,050971	0,0000	2,6740	0,0000	96,7424	97,8440	0,0000	0,0438	0,0000	0,0014	99,9775	99,9584	34,7210	

• **Comparaison des résultats**

On remarque que : $T_{calculer} > T_{etabs}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

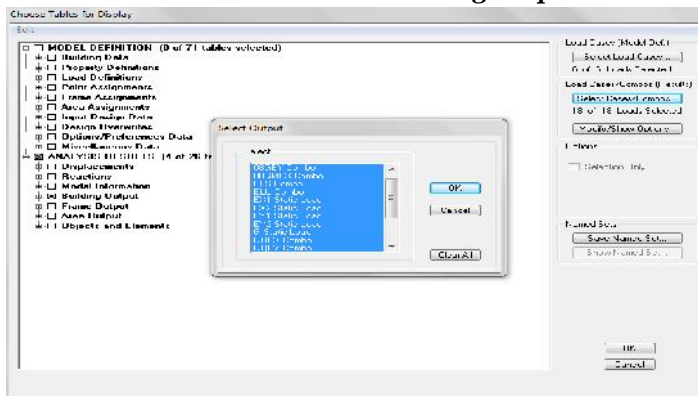
VII.3. Vérification de l'excentricité :

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 \implies show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS \Rightarrow building output



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo \Rightarrow 2 fois sur **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
ES	D1	648,9293	648,9293	14,666	11,844	648,9293	643,9293	14,661	11,844	14,574	11,902
RDC	D2	575,8109	575,3109	14,666	12,006	575,8109	575,8109	14,666	12,006	14,591	11,906
STORY1	D3	582,8014	582,3014	14,666	12,069	582,8014	582,8014	14,666	12,069	14,594	11,911
STORY2	D4	574,9031	574,9031	14,667	12,072	574,9031	574,9031	14,667	12,072	14,595	11,915
STORY3	D5	568,0154	568,0154	14,667	12,074	568,0154	568,0154	14,667	12,074	14,596	11,919
STORY4	D6	568,0154	568,0154	14,667	12,074	568,0154	568,0154	14,667	12,074	14,596	11,922
STORY5	D7	568,0154	568,0154	14,667	12,074	568,0154	568,0154	14,667	12,074	14,597	11,924
STORY6	D8	561,1701	561,1701	14,668	12,076	561,1701	561,1701	14,668	12,076	14,597	11,926
STORY7	D9	555,3355	555,3355	14,669	12,078	555,3355	555,3355	14,669	12,078	14,597	11,928
STORY8	D10	555,3355	555,3355	14,669	12,078	555,3355	555,3355	14,669	12,078	14,597	11,929
STORY9	D11	489,6493	489,6493	14,589	12,006	489,6493	489,6493	14,535	12,006	14,597	11,930
STORY10	D12	11,5770	11,5770	14,647	11,933	11,5770	11,5770	14,647	11,933	14,427	11,941

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	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
E.SOL	14,661	11,844	14,574	11,902	0,087	-0,058
RDC	14,666	12,006	14,591	11,906	0,075	0,1
E1	14,666	12,069	14,594	11,911	0,072	0,158
E2	14,667	12,072	14,595	11,915	0,072	0,157
E3	14,667	12,074	14,596	11,919	0,071	0,155
E4	14,667	12,074	14,596	11,922	0,071	0,152
E5	14,667	12,074	14,597	11,924	0,07	0,15
E6	14,668	12,076	14,597	11,926	0,071	0,15
E7	14,669	12,078	14,597	11,928	0,072	0,15
E8	14,669	12,078	14,597	11,929	0,072	0,149
E9	14,589	12,006	14,597	11,930	-0,008	0,076
E10	14,647	11,933	14,427	11,941	0,22	-0,008

Tableau VI.3.1 calcul de l'excentricité

Avec : $e_x = XCM - XCR$

$e_y = YCM - YCR$

• **Comparaison des résultats :**

Sens longitudinal

$5\%L_x \quad e_x$

$0,05 \times 29,60 = 1,48 > 0,22 \quad \implies$ Condition vérifiée

Sens transversal

$5\%L_y \quad e_y$

$0,05 \times 24,20 = 1,21 > 0,158 \quad \implies$ Condition vérifiée

VI. 4. 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	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,954590	70,7464	0,0006	0
2	0,849893	70,7481	69,4220	0
3	0,817911	70,8187	69,6454	0
4	0,241762	87,1796	69,6454	0
5	0,200764	87,1796	88,1670	0
6	0,182866	87,1850	88,1773	0
7	0,132122	87,4773	88,1773	0
8	0,101598	93,6175	88,1774	0
9	0,086139	93,6175	94,7671	0
10	0,076875	93,6202	94,7700	0
11	0,057230	96,7424	94,7700	0
12	0,050971	96,7424	97,6440	0

Tableau VI.4.1 valeurs des masses modales

La somme des masses modales dans le 11ème 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.

VI. 5. 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 TABS en suivant les étapes ci-après :

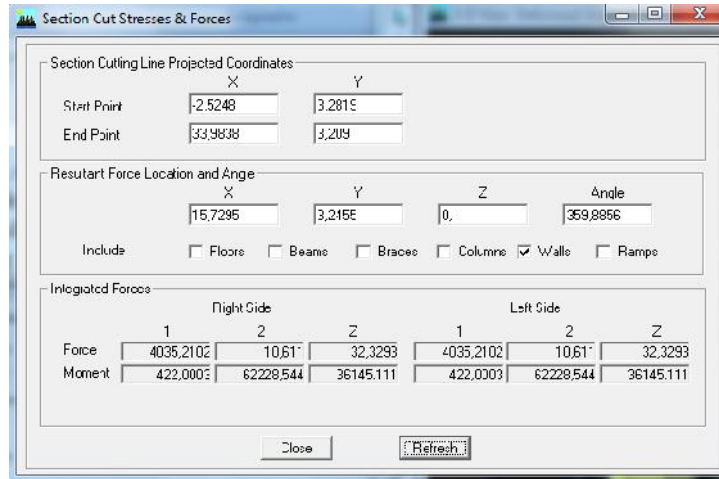
On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display \implies *show Deformed shape* \implies **Load: Ex spectra**

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

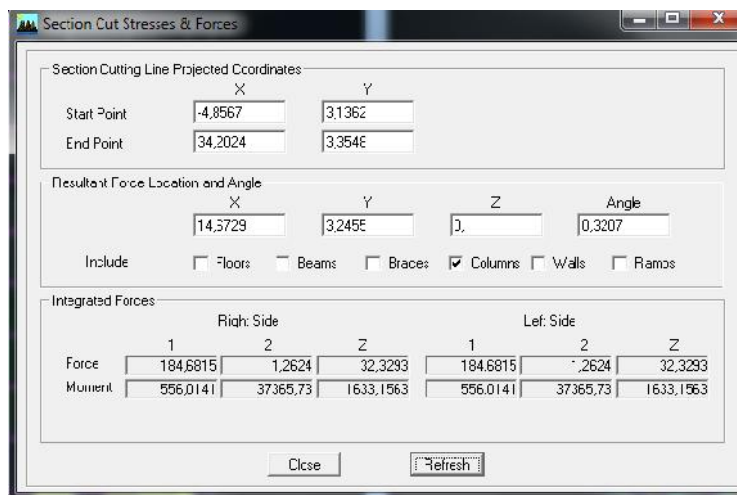
Draw \implies *Draw Section Cut*

- 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 et près par les poteaux uniquement.

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison E_x par E_y 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)

Récapitulatif des résultats :

	portique+voile	portique	voile	Portique (%)	voile(%)	portique+voile	portique	voile	Portique (%)	Voile (%)
RD	1868.8	265.39	1607.6	10.379	89.745	2184.	153.12	2031.54	7.00925595	92.996237
C	16	9	87	73	5	54			3	19
1	1794.3	332.99	1463.3	16.644	83.457	2077.	129.04	1948.7	6.21184988	93.808368
	17	5	14	8	4	32			4	47
2	1702.1	475.7	1233.2	22.734	77.490	1941.	186.37	1757.11	9.60140541	90.522752
	13		4	25	2	07				91
3	1596.4	140.35	1458.5	6.3194	93.774	1800.	57.65	1744.04	3.20160385	96.855597
	59		1	17		66			6	39
4	1480.9	204.73	1279.9	9.7784	90.375	1655.	91.41	1565.51	5.52102774	94.554470
	2		7	249	3	67			1	4
5	1336.7	207.89	1133.1	10.648	89.534	1497.	98.46	1399.74	6.57535344	93.477404
	5			369	7	41			4	32
6	1161.7	216.42	950.44	12.395	40.740	1316.	112.97	1205	8.57821920	91.499992
	6			257	2	94			5	41
7	956.32	127.67	832.61	8.5759	91.667	1107.	75.38	1037.15	6.80570603	93.639400
				036	2	6			1	51
8	716.78	123.29	600.61	10.733	89.779	856.5	79.05	782.54	9.22920655	91.362723
				377		2			7	58
9	417.48	120.08	314.9	17.299	84.474	498.4	88.45	422.61	17.7435856	84.778029
				3		9			3	65

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts horizontaux sont repris par les voiles et la majorité des efforts verticaux sont repris par les portiques.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure il n'y a pas de classement alors pour des mesures de sécurité on prend la catégorie **4a** : Mixte portiques/voiles avec interaction; dont le coefficient de comportement **R=5** ce qui justifie la valeur prise en chapitre IV.

VI.6. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

D'après le **RPA 99 V2003** (article **4.3.6**) la résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si **Vt < 0.80 V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8 V/Vt**.

Après analyse, on obtient les résultats de V_x dyn et V_y dyn

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA 4-1})$$

Avec :

$$A = 0,25$$

$$D = ?$$

$$D = \begin{cases} 2.5y & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5y \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5y \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 4-2})$$

$T_2 = 0.5$ voir le (Tableau 4-7.RPA 2003)

$T_2 = 0.5 < T = 1,001$ donc

$$D = 2.5y \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

η : donné par la formule :

$$y = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7 \quad (\text{RPA4-3})$$

$$\zeta = 0,085$$

$$\eta = 0,816 > 0.7$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D = 2.5y \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0,82 \left(\frac{0.5}{1,001} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,283 \\ Q_x = 1,05 \\ Q_y = 1,05 \\ R = 5 \\ W = 62595,583 \text{ kN} \quad \text{poids total de la structure.} \end{array} \right.$$

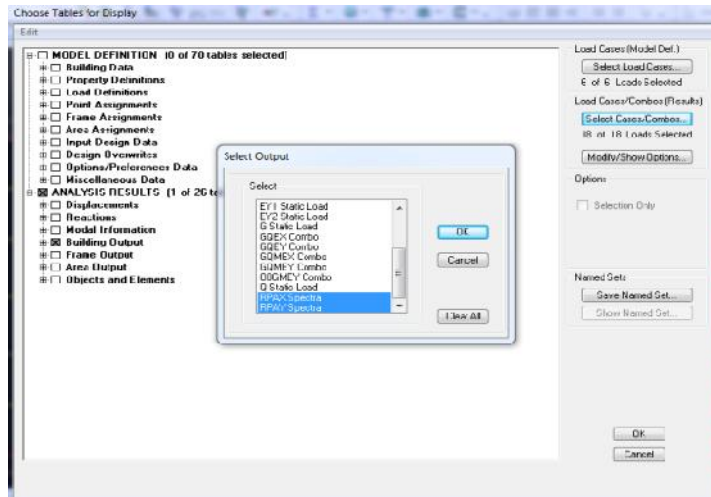
$$V = \frac{0,15 \times 1,28 \times 1,05}{5} 62595,583 = 4218,942 \text{ kN}$$

• **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS → modal Information

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Response Spectrum Base Reactions

Spec	Node	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	3852,72	-11,53	0,00	298,262	98833,309	-46833,242
EX	2	U1	0,10	20,10	0,00	-518,950	2,524	293,327
EX	3	U1	4,26	-7,57	0,00	196,830	109,407	-162,192
EX	4	U1	1372,32	-1,38	0,00	11,877	6636,855	-16580,028
EX	5	U1	0,00	1,70	0,00	-3,571	0,005	24,554
EX	6	U1	0,45	-0,63	0,00	3,632	2,261	-14,653
EX	7	U1	28,45	0,01	0,00	0,017	174,795	-338,381
EX	8	U1	735,04	-0,4	0,00	1,476	3477,943	-3787,828
EX	9	U1	0,00	0,74	0,00	-3,220	0,003	10,615
EX	10	U1	0,36	-0,39	0,00	1,716	1,590	-10,154
EX	11	U1	477,50	-0,27	0,00	0,876	1441,273	-5699,752
EX	12	U1	0,00	0,52	0,00	-1,385	0,001	7,530
EX	All	All	4217,78	9,32	0,00	237,068	99282,371	50875,852
EY	1	U2	-11,53	0,03	0,00	-0,892	-295,676	139,311
EY	2	U2	20,10	4965,21	0,00	-105468,216	513,136	59625,276
EY	3	U2	-7,57	13,45	0,00	-349,939	-194,663	288,344
EY	4	U2	-1,38	0,00	0,00	-0,012	-6,666	16,653
EY	5	U2	1,70	1553,55	0,00	-8744,316	4,095	22706,536
EY	6	U2	-0,63	0,87	0,00	-5,041	-3,138	20,337
EY	7	U2	0,01	0,00	0,00	0,000	0,082	-6,176
EY	8	U2	-3,41	0,00	0,00	-3,001	-1,920	4,851
EY	9	U2	0,74	664,72	0,00	-3764,396	3,648	12641,686
EY	10	U2	-0,39	0,40	0,00	-1,777	-1,645	10,505
EY	11	U2	-0,27	0,00	0,00	0,000	-0,807	3,133
EY	12	U2	0,52	453,05	0,00	-1215,004	1,313	6656,639
EY	All	All	9,32	4524,67	0,00	136359,380	234,433	68266,458

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_x \text{ dyn} = F_1 = 4217,78 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ dyn} = F_2 = 4524,67 \text{ KN}$$

• **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 : $V_x = V_y = 4218,942 \text{ KN}$

- **Sens longitudinal :**
 $V_x \text{ dyn} = 4217,78 \text{ KN}$ $80\% V_x = 3375,15 \text{ KN}$ \Longrightarrow Condition vérifiée
- **Sens transversal :**
 $V_y \text{ dyn} = 4524,67 \text{ KN}$ $80\% V_y = 3375,15 \text{ KN}$ \Longrightarrow Condition vérifiée

VI.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 :

$\delta_k = R\delta_{ek}$ (RPA 99 formule 4-19)

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

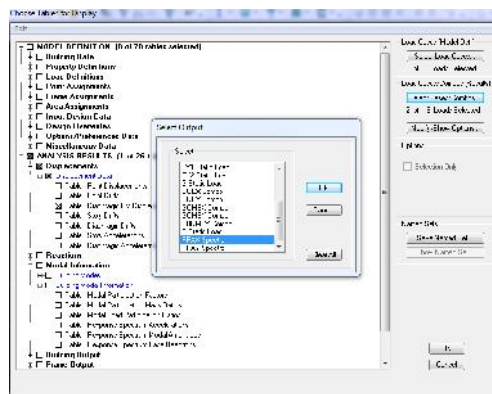
R : coefficient de comportement

• **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

Un tableau 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/combo... → 2 fois sur **OK** et les résultats s'afficheront comme suit :

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	STORY10	D12	EX	0,0307	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	STORY9	D11	EX	0,0291	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	STORY8	D10	EX	0,0264	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	STORY7	D9	EX	0,0236	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	STORY6	D8	EX	0,0206	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
	STORY5	D7	EX	0,0176	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	STORY4	D6	EX	0,0144	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	STORY3	D5	EX	0,0113	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	STORY2	D4	EX	0,0083	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	STORY1	D3	EX	0,0056	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
	RDC	D2	EX	0,0032	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
	ES	D1	EX	0,0013	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

OK

- 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

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	STORY10	D12	EY	0,0001	0,0274	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	STORY9	D11	EY	0,0001	0,0253	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	STORY8	D10	EY	0,0001	0,0227	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	STORY7	D9	EY	0,0001	0,0200	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	STORY6	D8	EY	0,0000	0,0173	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	STORY5	D7	EY	0,0000	0,0146	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	STORY4	D6	EY	0,0000	0,0119	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	STORY3	D5	EY	0,0000	0,0092	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
	STORY2	D4	EY	0,0000	0,0067	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
	STORY1	D3	EY	0,0000	0,0045	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
	RDC	D2	EY	0,0000	0,0026	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	ES	D1	EY	0,0000	0,0011	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

OK

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

Etage	k(x)	k(y)	k(x)	k(y)	Hauteur	1% H	Observation
10	0,0307	0,0274	0,0016	0,0021	3,06	0.0306	CV
9	0,0291	0,0253	0,0027	0,0026	3.06	0.0306	CV
8	0,0264	0,0227	0,0028	0,0027	3.06	0.0306	CV
7	0,0236	0,0200	0,003	0, 0027	3.06	0.0306	CV
6	0,0206	0,0173	0,003	0,0027	3.06	0.0306	CV
5	0,0176	0,0146	0,0032	0,0027	3.06	0.0306	CV
4	0,0144	0,0119	0,0031	0,0027	3.06	0.0306	CV
3	0,0113	0,0092	0,003	0,0025	3.06	0.0306	CV
2	0,0083	0,0067	0,0027	0,0022	3.06	0.0306	CV
1	0,0056	0,0045	0,0024	0,0019	3.06	0.0306	CV
RDC	0,0032	0,0026	0,0019	0,0015	3.06	0.0306	CV
E.S	0,0013	0,0011	0,0013	0,0011	4,59	0,0459	CV

Avec :

Δu_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

Δu_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_x = \delta x - \delta x_{i-1}$: 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 le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

VI.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} .

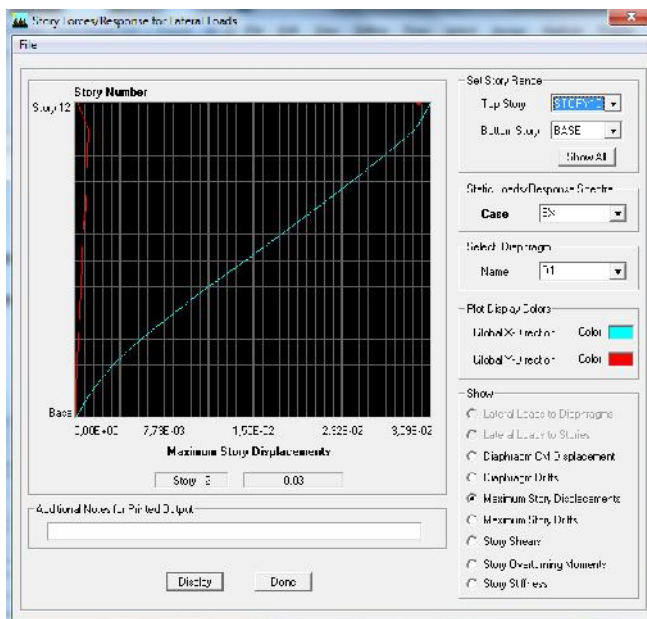
$$F_{ad} = \frac{H_t}{500} = \frac{38,19}{500} = 0,0764$$

VI.8.1. Détermination du déplacement maximal avec ETABS :

- Dans le sens longitudinal :

On suit le cheminement suivant : *Display* \Rightarrow *Show Story Réponse Plots*.

La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image

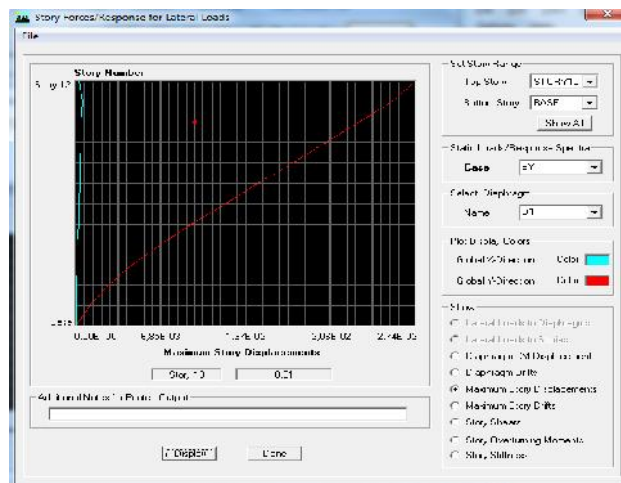


Puis, on clique sur *display*

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) : 0.03 m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.01 m
- ✓ Flèche admissible : 0.0764 m

Conclusion :

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée

VI.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\frac{P_k}{V_k h_k} \leq 0.10$ les résultats sont dans le tableau suivant :

Avec :

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 »

k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Niv	Mk	g	Plx	k	Vkx	Hk	Vkx×Hk	θ_x	ky	Vky	Hk2	Vky ×Hk	θ_y
10	11,5770	10	115,770	0,0016	32,17	3,06	98,4402	0,00188167	0,0021	30,68	3,06	93,8808	0,00258963
09	489,6493	10	4896,493	0,0027	877,80	3,06	2686,068	0,00492189	0,0026	941,21	3,06	2880,1026	0,00442029
08	555,3355	10	5553,355	0,0028	1528,22	3,06	4676,3532	0,00332511	0,0027	1647,13	3,06	5040,2178	0,00297488
07	555,3355	10	5553,355	0,003	2020,93	3,06	6184,0458	0,00269404	0,0027	2174,92	3,06	6655,2552	0,00225297
06	561,1701	10	5611,701	0,003	2462,58	3,06	7535,4948	0,00223411	0,0027	2641,77	3,06	8083,8162	0,00187431
05	568,0154	10	5680,154	0,0032	2843,54	3,06	8701,2324	0,00208896	0,0027	3052,98	3,06	9342,1188	0,00164164
04	568,0154	10	5680,154	0,0031	3169,23	3,06	9697,8438	0,00181571	0,0027	3401,86	3,06	10409,6916	0,00147328
03	568,0154	10	5680,154	0,003	3461,98	3,06	10593,6588	0,00160855	0,0025	3705,20	3,06	11337,912	0,00125247
02	574,9031	10	5749,031	0,0027	3707,92	3,06	11346,2352	0,00136806	0,0022	3960,20	3,06	12118,212	0,00104371
01	582,8014	10	5828,014	0,0024	3911,27	3,06	11968,4862	0,00116867	0,0019	4174,95	3,06	12775,347	0,00086677
RDC	574,9031	10	5749,031	0,0019	4088,75	3,06	12511,575	0,00087304	0,0015	4367,97	3,06	13365,9882	0,00064519
ES	648,9293	10	6489,293	0,0013	4217,78	4,59	19359,6102	0,00043576	0,0011	4524,67	4,59	20768,2353	0,00034371

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : 0.10

VI.9. Conclusion :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la structure.

Chapitre VIII

Ferraillage des poteaux

VII. FERRAILLAGE DES POUTRES :

VII.1. Introduction :

Le ferraillage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes

a- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.

$G + Q$: à L'ELS.

b- $G + Q + E$: RPA99 révisé 2003.

C- $0.8G + E$: RPA99 révisé 2003

VII.2 Recommandations du RPA99 version 2003 :

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Poutre principales de (30x40) :

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

- Poutre secondaire de (25x35) :

$$A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2.$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (30x40) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm (En zone courante),}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm (En zone de recouvrement).}$$

- Poutres secondaires de (25x35) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm (En zone courante),}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm (En zone de recouvrement).}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de **50 \varnothing** en zone III,
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°,
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003x St x b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$-S_{tmax} = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_{min}\right) \text{ en zone nodale et en travée,}$$

$$- S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

La valeur du diamètre(\emptyset) des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.3 Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

- A_s : section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.
- A'_s : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion « M_u » supporté par la section.

a) Calcul du moment réduit : $\chi_b = 1,5$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\chi_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

b) Calcul des moments réduit limite :

$$\left. \begin{array}{l} f_{E400} \\ s = 1,15 \end{array} \right\} \longrightarrow \mu_l = 0,392$$

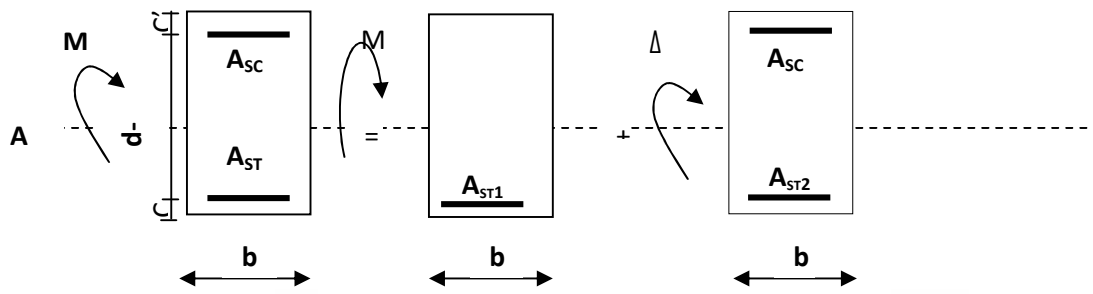
On distingue deux cas

- si $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ section simplement armée **SSA**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{sc} = 0$.

$$A_{st} = \frac{M}{f \times d \times \lambda_s} \text{ avec } \lambda_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

- Si $\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée **SDA**



$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{Ml}{\times d \times_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times_{st}} ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c) \times_{st}}$$

Avec: $\sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

c) Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{58,666 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0,100 \quad \beta = 0,94$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$\mu_b = 0,100 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{58,666 \times 10^6}{0,947 \times 370 \times 348} = 481 \text{ mm}^2 = 4,81 \text{ cm}^2$$

Avec la même méthode pour toutes les autres poutres.

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

- Les poutres principales :

En travée :

Niveaux	Comb	Mmax (Kn.m)	μ	Obs		A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferraillage	A_u adoptée
1	ELU	58,666	0,100	SSA	0,947	4,81	6	3HA16	6.02cm ²
2	ELU	42,091	0,072	SSA	0,963	3,39	6	3HA16	6.02cm ²
3	ELU	42,491	0,072	SSA	0,963	3,43	6	3HA16	6.02cm ²
4	ELU	43,712	0,074	SSA	0,962	3,53	6	3HA16	6.02cm ²
5	ELU	45,919	0,078	SSA	0,959	3,72	6	3HA16	6.02cm ²
6	ELU	45,818	0,078	SSA	0,959	3,71	6	3HA16	6.02cm ²
7	ELU	45,588	0,078	SSA	0,959	3,69	6	3HA16	6.02cm ²
8	ELU	48,241	0,082	SSA	0,957	3,91	6	3HA16	6.02cm ²
9	ELU	52,423	0,090	SSA	0,953	4,27	6	3HA16	6.02cm ²
10	ELU	50,58	0,086	SSA	0,955	4,11	6	3HA16	6.02cm ²
11	ELU	56,413	0,096	SSA	0,949	4,62	6	3HA16	6.02cm ²

Tableau VII.3.1 Ferraillage des poutres principales (en travée)

Aux appuis :

Niveaux	Combinaison	M(kN.m)	A_s cm ²	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A_u adoptée
E.Sol	0.8G±E G+Q±E	-66 ,548	5,50	6	3HA16+3HA12	9,41
RDC	0.8G±E G+Q±E	-65,194	5,38	6	3HA16+3HA12	9,41
Etage 1	0.8G±E G+Q±E	-76,66	6,41	6	3HA16+3HA12	9,41
Etage 2	0.8G±E G+Q±E	-85,26	7,19	6	3HA16+3HA12	9,41
Etage 3	0.8G±E G+Q±E	-93,012	7,92	6	3HA16+3HA12	9,41
Etage 4	0.8G±E G+Q±E	-96,77	8,27	6	3HA16+3HA12	9,41
Etage 5	0.8G±E G+Q±E	-98,315	8,42	6	3HA16+3HA12	9,41
Etage 6	0.8G±E G+Q±E	-97,861	8,38	6	3HA16+3HA12	9,41
Etage 7	0.8G±E G+Q±E	-97,645	8,36	6	3HA16+3HA12	9,41
Etage 8	0.8G±E G+Q±E	-98,851	8,47	6	3HA16+3HA12	9,41
Etage 9	0.8G±E G+Q±E	-88,66	7,51	6	3HA16+3HA12	9,41
Ascenseur	0.8G±E G+Q±E	-81,641	6,86	6	3HA16+3HA12	9,41

Tableau VII.3.2 : Ferrailage des poutres principales en appuis

- Poutre secondaire
En travée

Niveaux	Combinaison	Mmax (Kn.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A _u adoptée
E.SOL	ELU	13,064	1,195	4.375	3HA16	6,02cm ²
RDC	ELU	21,82	2,02	4.375	3HA16	6,02cm ²
Etage 1	ELU	28,508	2,67	4.375	3HA16	6,02cm ²
Etage2	ELU	32,426	3,05	4.375	3HA16	6,02cm ²
Etage 3	ELU	37,433	3,55	4.375	3HA16	6,02cm ²
Etage 4	ELU	42,938	4,11	4.375	3HA16	6,02cm ²
Etage 5	ELU	47,642	4,60	4.375	3HA16	6,02cm ²
Etage 6	ELU	47,363	4,57	4.375	3HA16	6,02cm ²
Etage 7	ELU	47,266	4,56	4.375	3HA16	6,02cm ²
Etage 8	ELU	51,186	4,97	4.375	3HA16	6,02cm ²
Etage9	ELU	45,311	4,36	4.375	3HA16	6,02cm ²
Ascenseur	ELU	-0,339	3,04	4.375	3HA16	6,02cm ²

Tableau VII.3.3 Ferraillage des poutres secondaire (en travée)

Aux appuis

Niveaux	Combinaison	M (kN.m)	A_s cm ²	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A_u adoptée
E.Sol	0.8G±E G+Q±E	-38,59	3,67	4.375	3HA16+3HA12	9,41
RDC	0.8G±E G+Q±E	-54,91	5,37	4.375	3HA16+3HA12	9,41
Etage 1	0.8G±E G+Q±E	-66,30	6,63	4.375	3HA16+3HA12	9,41
Etage 2	0.8G±E G+Q±E	-73,84	8,25	4.375	3HA16+3HA12	9,41
Etage 3	0.8G±E G+Q±E	-80,25	8,50	4.375	3HA16+3HA12	9,41
Etage 4	0.8G±E G+Q±E	-82,30	8,45	4.375	3HA16+3HA12	9,41
Etage 5	0.8G±E G+Q±E	-82,15	8,48	4.375	3HA16+3HA12	9,41
Etage 6	0.8G±E G+Q±E	-80,53	8,29	4.375	3HA16+3HA12	9,41
Etage 7	0.8G±E G+Q±E	-79,04	8,11	4.375	3HA16+3HA12	9,41
Etage 8	0.8G±E G+Q±E	-75,86	7,73	4.375	3HA16+3HA12	9,41
Etage 9	0.8G±E G+Q±E	-73,11	7,41	4.375	3HA16+3HA12	9,41
Ascenseur	0.8G±E G+Q±E	-8,79	0,79	4.375	3HA16+3HA12	9,41

Tableau VII.3.4 Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU (aux appuis)

VII.4 Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_u \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f}$$

-Poutres principale (30x40) :

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 < 6,02$$

-Poutres secondaire (25x35) :

$$A_{min} = 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 < 6,02$$

b) Justification de l'effort tranchant

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad T_u^{\max} : \text{effort tranchant maximal à l'ELU}$$

$$\text{Poutre principale : } \tau_u = \frac{123,05 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37} = 1,11 \text{ Mpa}$$

$$\text{Poutre secondaire : } \tau_u = \frac{83,37 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,32} = 1,04 \text{ Mpa}$$

c) Vérification de la tangente du béton (5.1. 211 /BAEL91)

La fissuration est préjudiciable, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{b}, 4\text{Mpa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} = 2,5; 4\text{Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

Poutres principale : $\tau_u = 1,11 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ **condition vérifiée**

Poutres secondaire : $\tau_u = 1,04 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ **condition vérifiée**

d) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Au droit d'un appui où existe un M, la section (A) des armatures inférieures doit être telle que l'on ait $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$.

Et ces armatures doivent être ancrées au delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort égal à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$.

- Poutres principale :

On a : $V_{u\max} = 123,05 \text{ KN}$

$M_{u\max} = 73,201 \text{ KN.m}$

$$A_s = 9,41 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_{u\max} + \frac{M_{u\max}}{0,9d} \right)$$

$$= \frac{1,15}{400} \left(123,05 + \frac{73,201}{0,9 \times 37} \right) \times 10 \approx 3,60 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaire :**

On a : $V_{u\max}=83,37\text{KN}$.

$M_{u\max}=79,665 \text{ KN.m}$.

$A_s = 9,41 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_{u\max} + \frac{M_{u\max}}{0,9d} \right)$

$= \frac{1,15}{400} \left(83,37 + \frac{79,665}{0,9 \times 32} \right) \times 10 = 2,47 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

Conclusion : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

e) **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis**

$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{1,5}$

- **Poutres principale** $T_u = 95,03\text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,37 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 666 \text{ KN}$

- **Poutres secondaire** $T_u = 150,08\text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,32 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 480 \text{ KN}$

f) **Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91/Art 6.1.3)**

$se = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \leq se = f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$

Avec u_i somme des périmètres utiles des armatures

Poutres principale :

$u_i = n = (3 \times 16 + 3 \times 12) \times 3,14 = 263,76 \text{ mm}$

$se = \frac{95,03 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 263,76} = 1,08\text{Mpa} < 3,15\text{Mpa}$ **condition vérifiée**

Poutres secondaire :

$u_i = n = (3 \times 16 + 3 \times 12) \times 3,14 = 263,76 \text{ mm}$

$se = \frac{150,30 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 263,76} = 1,97\text{Mpa} < 3,15\text{Mpa}$ **condition vérifiée**

f) **Ancrage des barres (Longueur de scellements) (Art. A.6.1,22/BAEL91)**

$l_s = \frac{\phi f_e}{4 s_u}$ avec: $s_u = 0,6 \sqrt{f_{t28}} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,84\text{Mpa}$.

Pour les T_{12} $l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$

Pour les T_{14} $l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm}$

$$\text{Pour les } T_{16} \text{ } l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 56,33 \text{ cm}$$

Les règle de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL) a admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à 0,4 Ls pour les aciers HA

$$\text{Pour les } T_{12} \text{ } L_a = 0,4 \times 42,25 = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } T_{14} \text{ } L_a = 0,4 \times 49,24 = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } T_{16} \text{ } L_a = 0,4 \times 56,33 = 23 \text{ cm.}$$

h) Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) \right\} = \min \{ 1.14; 1.6; 3 \} = 1.14 \text{ cm.}$$

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

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

i) Calcul des espacements

1) Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

- **Poutre principales de (30x40) :** $S_t = 10 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Poutre secondaire de (25x35) :** $S_t = 8,5 \text{ cm}$ Soit $S_t = 8 \text{ cm}$

2) Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- **Poutre principales de (30x40):** $S_t = 20 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Poutre secondaire de (25x35):** $S_t = 17.5 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier

- **Poutres principale :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **poutres secondaire :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3) Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

h : hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : dimensions du poteau.

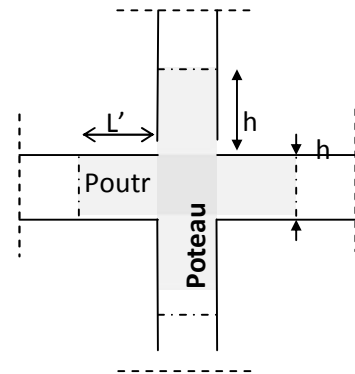
h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

- h' = 76,5cm

- L' = 2x40 = 80 [cm]: poutre principale de (30x40),

- L' = 2x35 = 70 [cm] : poutre secondaire de (25x35).



VII.5 Vérifications à l'ELS

a) Vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec} \quad s = \frac{M_a}{\rho_1 \times d \times A_a}$$

β_1 et k_1 en fonction de

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

- **Les poutres principales :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 9,41}{30 \times 37} = 0,848 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,869 \quad \longrightarrow \quad k_1 = 23,17$$

$$s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{41,819 \times 10^3}{0,869 \times 37 \times 9,41} = 138,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{138,21}{23,17} = 5,96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Les poutres secondaires**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 9,41}{25 \times 32} = 1,18 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,852 \quad \longrightarrow \quad k_1 = 18,78$$

$$s = \frac{M_{as}}{\rho_1 \times d \times A_a} = \frac{37,068 \times 10^3}{0,852 \times 32 \times 9,41} = 144,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{144,48}{18,78} = 7,69 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Etat limite de déformation

➤ Vérification de la flèche

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du logiciel ETABS.

- **Poutres principales** : la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur $l=4,60$ m

$$f = 0,0727 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires** : La plus grande valeur de la flèche est en travée de longueur $l = 4,20$ m

$$f = 0,0064 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre VIII

Ferraillage des poteaux

VIII. Ferrailage des Poteaux

VIII.1. Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) sous les combinaisons les plus défavorables (ELU ; G+Q±E ; 0,8G±E), en procédant à des vérifications à l’ELS et en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l’effort normal correspondant.

Tableau VIII.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Situation	Fe (MPa)	f _{C28} (Mpa)	b	s	f _{bu} (MPa)	s (MPa)
Durable	400	25	1,5	1,15	14,2	348
Accidentelle	400	25	1,5	1	18,48	400

VIII.2. Recommandations du RPA 99 modifié 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de **50∅**(Zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm
- Les pourcentages d’armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

a- Les armatures longitudinales :

• **Le pourcentage minimal sera**

- Poteaux (40×40) $A_{min}=0,009 \times 40 \times 40 = 14,4 \text{cm}^2$
- Poteaux (35×35) $A_{min}=0,009 \times 35 \times 35 = 11,025 \text{cm}^2$
- Poteaux (30×30) $A_{min}=0,009 \times 30 \times 30 = 8,1 \text{cm}^2$

• **Le pourcentage maximal en zone courante sera**

- Poteaux (40×40) $A_{max}=0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2$
- Poteaux (35×35) $A_{max}=0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{cm}^2$
- Poteaux (30×30) $A_{max}=0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{cm}^2$

• **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera**

- Poteaux (40×40) $A_{max}=0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{cm}^2$
- Poteaux (35×35) $A_{max}=0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{cm}^2$
- Poteaux (30×30) $A_{max}=0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{cm}^2$

Section des poteaux :(cm2)	Pourcentage minimal $A_{min} = 0.9\% b \times h$ (cm2)	Pourcentage maximal :	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 0.06 \times b \times h$ (cm2)	Zone courante $A_{max} = 0.04 \times b \times h$ (cm2)
(40 x 40)	14.4	96.0	64
(35 x 35)	11.025	73.5	49
(30 x 30)	8.1	54.0	36

b- Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{a V_u}{h_t f}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_c : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : l'élancement géométrique de poteaux.

$$g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

a et b : dimensions de la section droite du poteau

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15cm) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\phi_l^{min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

ϕ_l^{min} : Diamètre minimale des armatures longitudinales des poteaux

La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en% donnée comme suit

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 & A_{min} = 0,3\% \\ \lambda_g < 3 & A_{min} = 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 & \rightarrow \text{interpolation entre les valeurs minimale du poteau} \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\phi \geq 12\text{mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des Poteaux.

VIII.3. Calcul du ferraillage

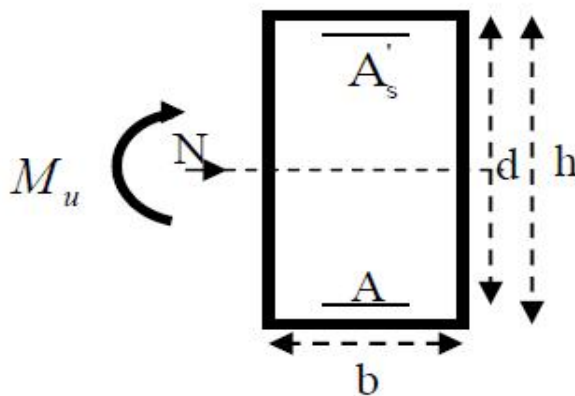
Les armatures longitudinales :

o **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 : $e = M_u/N_u$



a) Section partiellement comprimée (SPC)

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumises ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M_u}{N_u} \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

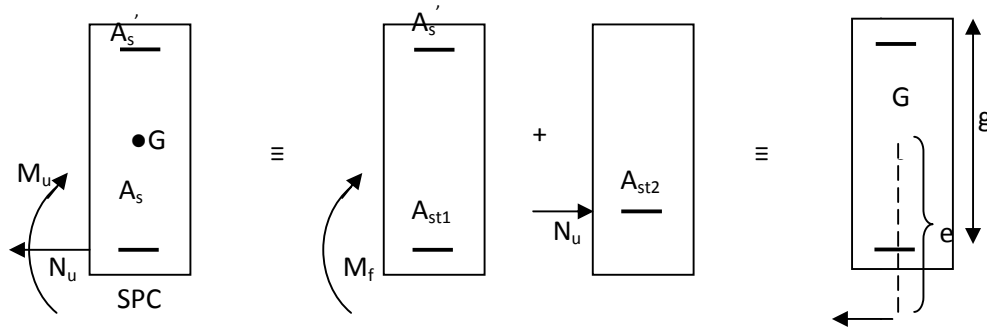
La condition suivante doit être vérifiée :

$$(d - C)N_u - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{C}{h} \right) bh^2 f_{bc} \longrightarrow \text{Section rectangulaire}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

- Déterminations des armatures

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - C + e \right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - C \right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{b}$$

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ section simplement armée (SSA) et ($A' = 0$)

$$A_l = \frac{M_f}{\gamma_s d s} \quad \text{avec } s = \frac{f_e}{s}$$

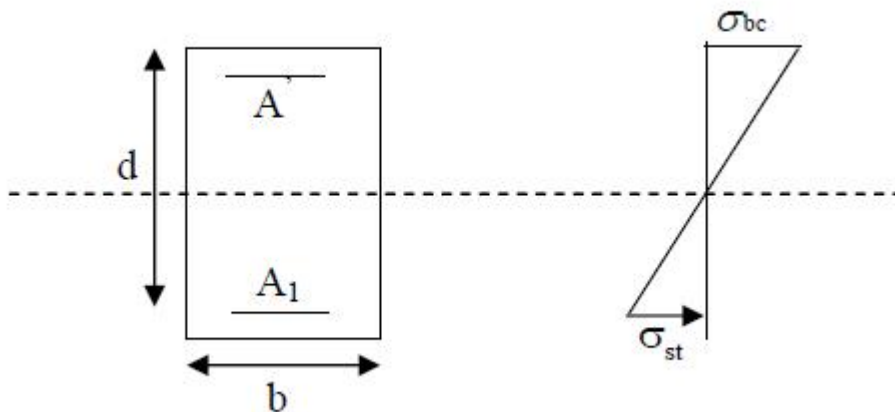
D'où la section réel

$$A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\gamma_s} \quad \begin{cases} (+) \text{ si } N: \text{ effort de traction} \\ (-) \text{ si } N: \text{ effort de compression} \end{cases}$$

Si $\mu > \mu_l = 0,392$ section doublement armée (SDA) et ($A' \neq 0$). on calcul :

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

$$M = M_f - M_r$$



M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\text{Avec : } A_l = \frac{M_f}{B_r \times \gamma_s \times s} + \frac{\Delta M}{(-c) \sigma_s} \quad \text{avec } s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M}{(d - c) s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s' = A$; $A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\gamma_s}$

a) Section entièrement comprimée : (SEC) :

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = M_u/N_u (h/2 - c') \\ N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 c'/h) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

1) si : $(0.337 - 0.81 c'/h) b h^2 f_{bc} < N_u(d-c') - M_f < (0.5 - c'/h).b h^2.f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{s'} = N_u - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} / 100 \cdot \sigma_s \quad , A_s = 0.$$

$$\text{Avec: } \Psi = \frac{0.3751 + (N_u (d - c') - M_f) / b \cdot h^2 f_{bc}}{0.8571 - c'/h}$$

2) si: $N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - c'/h).b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{s'} = \frac{M_f - (d - 0.5h).b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \cdot \sigma_s} ; \quad A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{s'}$$

- Si : $e_u = M_u/N_u = 0$, (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = N_u - B \cdot f_{bc} / \sigma_s$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} B : \text{Aire de la section du béton seul.} \\ \sigma_s : \text{Contrainte de l'acier.} \end{array} \right.$$

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : E-sol.RDC, 1^{ème}, 2^{ème}

Zone II : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et le 6^{ème} étage.

Zone III : 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étage et la toiture.

VII.3.1 Calcul du ferraillage des poteaux:

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul manuel et automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC».

➤ **Comparaison entre la méthode de calcul manuel et SOCOTEC :**

a) Exemple de calcul manuel :

✓ **Poteaux 40x40 (ELU)**

$N_u = -2029,64 \text{ KN}$ $\longrightarrow M_{\text{cor}} = -8,3237 \text{ KN.m}$ (effort de compression)

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{-8,3237}{-2029,64} = 0,0041 \leq \left(\frac{0,4}{2} - c \right) = 0,17 \quad \Longrightarrow \quad \text{SEC}$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

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

$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 8,3237 + 2029,64 \left(\frac{0,4}{2} - 0,03 \right) = 353,36 \text{ KM .m}$

• **Vérification de la 1^{ère} condition :**

$(0,337h - 0,81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < (0,5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bu}$

$(0,337 - 0,81 \frac{0,03}{0,4}) 0,4 \times 0,4^2 \times 14,167 \times 10^3 < 2029,64 (0,37 - 0,03) - 353,36 < (0,5 - \frac{0,03}{0,4}) 0,4 \times 0,4^2 \times 14,167 \times 10^3$

$250,47 < 336,71 < 385,34$

$250,47 < 336,71 < 385,34 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$

• **Vérification de la 2^{ème} condition :**

$N_u (d - c') - M_f > (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$

$2029,64 (0,37 - 0,03) - 353,36 > (0,337 - 0,81 \frac{0,03}{0,4}) 0,4 \times 0,4^2 \times 14,167 \times 10^3$

$336,71 > 250,47 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

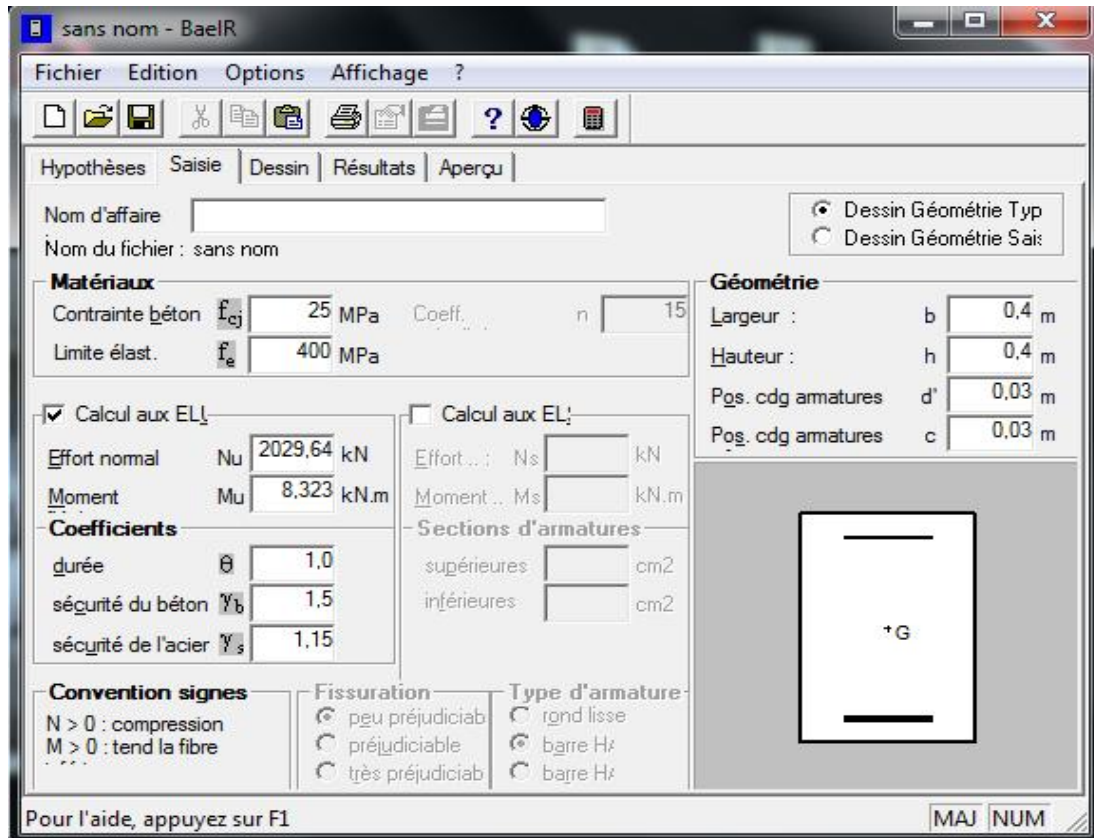
Donc les sections d'armatures sont :

$A_s' = \frac{M_f - bh f_{bc} (d - 0,5h)}{\sigma_s (d - c')} = \frac{353,36 - 0,4 \times 0,4 \times 14,167 \times 10^3 (0,37 - 0,5 \times 0,4)}{348 \times 10^3 (0,37 - 0,03)} = 0,00027 \text{ cm}^2$

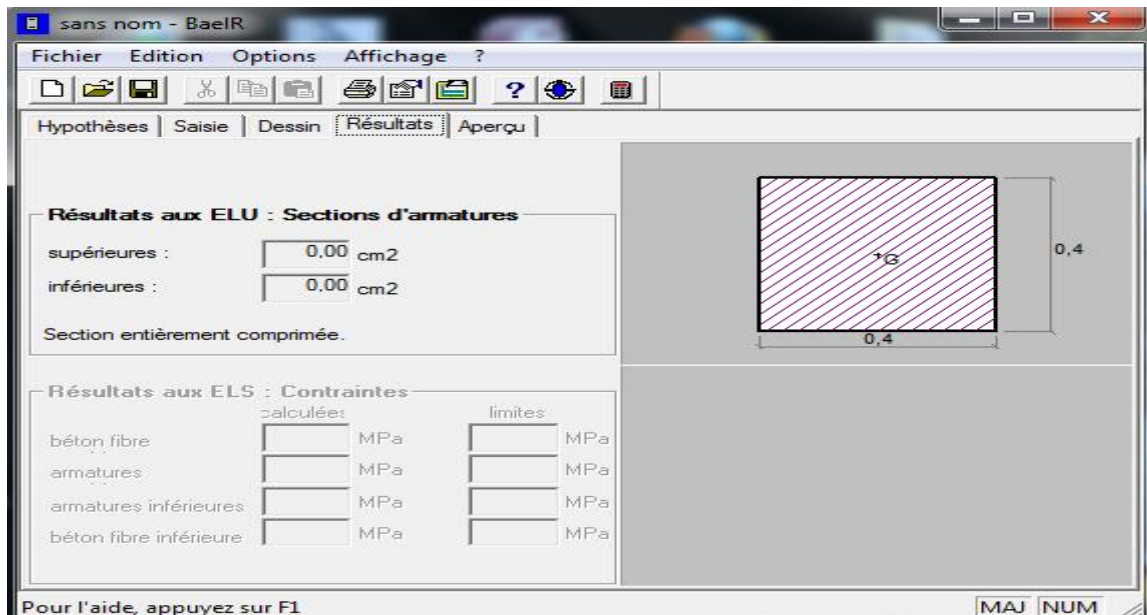
$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\tau_s} - A_s' = \frac{2029,64 - 0,4 \times 0,4 \times 14,167 \times 10^3}{348 \times 10^3} - 0,00027 = 0,0009 \text{ cm}^2$

a) Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique a l'aide du logiciel « SOCOTEC». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :



Section (cm ²)	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	E (m)	(h/2 -c) (m)	Obs	As (cm ²)	As' (cm ²)
Zone I (40x40)	Nmax= -2029,64	M2cor = -8,323	+0.0041	0.170	SEC	0	0
		M3cor= 2,009	-0.00098	0.170	SEC	0	0
	Nmin= -915	M2cor =2,162	-0.00236	0.170	SEC	0	0
		M3cor= 0,049	0.000053	0.170	SEC	0	0
	Ncor= -699,19	M2max=- 87,446	0,12506	0.170	SEC	0	0
	Ncor= -348,45	M3max =83,45	0.239489	0.170	SPC	2,38	0
Zone II (35x35)	Nmax= -1217	M2cor =-6,527	0,00536	0.145	SEC	0	0
		M3cor= 2,651	-0,00217	0.145	SEC	0	0
	Nmin= 200,78	M2cor =0,947	0,004716	0.145	SET	2,98	2,79
		M3cor=0,415	0,002066	0.145	SET	2,93	2,85
	Ncor=-295,84	M2max =- 86,213	0,29141	0.145	SPC	5,22	0
	Ncor=-193,53	M3max=79,665	-0,41164	0.145	SPC	5,49	0
Zone III (30x30)	Nmax=-500,57	M2cor =-6,972	0.013298	0.120	SEC	0	0
		M3cor=-3,625	0.00724	0.120	SEC	0	0
	Nmin=61,58	M2cor =4,978	0,08083	0.120	SET	1,38	0,39
		M3cor= 0,824	0,01338	0.120	SET	0,97	0,8
	Ncor=-113,69	M2max=-58,668	0,51603	0.120	SPC	4,09	0
	Ncor=-90,55	M3max =55,07	0,60817	0.120	SPC	4,02	0

Tableau VIII.3.1. Ferrailage des poteaux suivant les deux sens

Niveau	Section (cm ²)	As' (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Choix de A
E-sol.RDC,1 ^{ème} , 2 ^{ème}	Zone I (40x40)	0	2,38	14,40	16,08	8 HA 16
3 ^{er} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} et le 6 ^{ème} étage.	Zone II (35x35)	2,85	2,93	11,025	12,31	8 HA 14
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage et la toiture	Zone III (30x30)	0	4,09	8,10	9,05	8 HA 12

VIII.4. Vérifications à l'ELU :

✚ Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe Longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures Longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du **BAEL.91-modifié99**, le diamètre des armatures transversales " " est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elle maintient.

$$s_t = 1/3 \cdot \phi_{lmax} = 16/3 = 5.33\text{mm. Soit } \phi_t = 8\text{mm.}$$

ϕ_l^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $A_t/S_t = \rho_1 \times T_u / h_1 \times f_e$.

Avec :

T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_1 : coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée } g \leq 5 \\ \rho_1 = 3.75 \text{ dans le cas contraire.} \end{array} \right.$$

L'élanement géométrique (g) est donné par la relation : $g = L_f/a = L_f/b$ ($a=b$).

Telle que : $L_f = 0.7 l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : longueur libre du poteau.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_0 = 266 \text{ cm pour RDC et les étages courants.} \\ l_0 = 419 \text{ cm pour le E-sols.} \end{array} \right.$$

✚ Espacement des armatures transversales:

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_1; 15\text{cm}) = 12\text{cm} \longrightarrow S_t = 10\text{cm.}$
- Dans la zone COURANTE $S_t \leq 15 l = 18\text{cm.} \longrightarrow S_t = 15\text{cm.}$

Avec:

$l = 12$ mm est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Calcul de g et de A_t^{\min}

$A_t / t.b$ en % sera comme suit:

- si: $\lambda g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.
- si: $\lambda g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.
- si: $3 < \lambda g < 5 \Rightarrow$ interpoler entre les valeurs précédentes.

➤ **Poteaux (30x30) :**

$$g = l_f/a = 0.7 \times l_0/a = 0.7 \times 266/30 = 6,206 \quad g > 5 \quad A_t / (b \times s_t) = 0.3 \%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t \text{ min} = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t \text{ min} = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

➤ **Poteaux (35x35) :**

$$g = l_f/a = 0.7 \times l_0/a = 0.7 \times 266/35 = 5.32 \quad g > 5 \quad A_t / (b \times s_t) = 0.3 \%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t \text{ min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t \text{ min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Poteaux (40x40) : E SOL**

$$g = l_f/a = 0.7 \times l_0/a = 0.7 \times 419/40 = 7.33 \quad g > 5 \quad A_t / (b \times s_t) = 0.3 \%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t \text{ min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.20 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t \text{ min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.80 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Poteaux (40x40) : RDC, 1er, et 2^{ème} 3^{ème} étage ;**

$$g = l_f/a = 0.7 \times l_0/a = 0.7 \times 266/40 = 4,655 \quad 3 < g < 5 \quad \text{interpolation : } A_t / (b \times s_t) = 0,46 \%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t \text{ min} = 0.0046 \times 40 \times 10 = 1.84 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t \text{ min} = 0.0046 \times 40 \times 15 = 2,76 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Sections des armatures transversales :

	E SOL	RDC 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	(35x35)	(30x30)
	(40x40)			
Efforts tranchants(KN)	10,9	58.47	57,75	38,42
Elancement géométrique g	7,33	4,65	5,32	6,206
Coefficient correcteur 1	2.5	3,75	2.5	2.5
A_t^{min} zone nodale (St = 10 cm)	1.20	1,84	1.05	0.9
A_t^{min} zone courante (St = 15 cm)	1.80	2,76	1.575	1.35

Tableau VIII.3.2.Sections des armatures transversales.

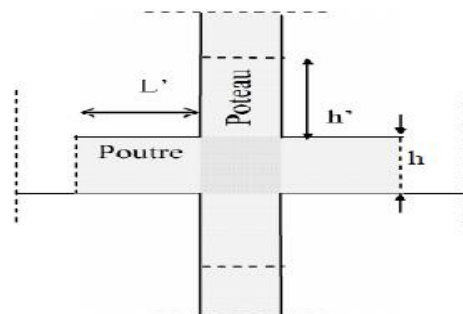
D’après le tableau ci-dessus, $A_t^{min} > A_t$ les armatures longitudinales des poteaux seront Encadrées avec un cadre et un losange de T8 de sections transversales : (4 8 = 2.01 cm²).

- Les poteaux de E-sol seront encadrées avec un cadre 10 et 1 losange 10 de sections transversales : (4 10= 3.14 cm²).
- Les poteaux de RDC 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étages et toiture seront encadrés avec un cadre 8 et 1 losange 8 de sections transversales : (4 8= 2.01 cm²).
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur Droite minimum de $10 t^{min} = 8cm$.

Longueur de recouvrement :

$L_R=40 t^{min}=40 \times 1.2=48cm,$ soit :
 $L_R=50cm.$

Délimitation de la zone nodale :



FigVIII. 3.1. Délimitation de la zone nodale.

- **Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h$;**
 h : hauteur de la poutre
- **Au niveau des poteaux : $h' = \max(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.**
 b_1 et h_1 : dimensions du poteau.
 h_e : hauteur entre nus des poutres.
 $h' = \max(409/6, 45, 45, 60\text{cm}) = 68\text{cm}$.
 $h' = \max(256/6, 45, 45, 60\text{cm}) = 60\text{cm}$.

$\left\{ \begin{array}{l} h' = 68\text{cm} \rightarrow \text{Dans les poteaux du RDC.} \\ h' = 60\text{cm} \rightarrow \text{Dans les poteaux des sous-sols et les différents étages.} \end{array} \right.$

Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)

$$L_s = f_e \times \frac{f_{t28}}{4 \times \rho_d} \quad ; \quad \rho_d = 0.6 \times \Psi^2 \cdot f_{t28}$$

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

1.5 s = Pour les aciers à haute adhérence.

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour les HA12 : } L_s = 400 \times 1.2 / 4 (0.6 \times 1.5^2 \cdot 2.1) = 42.32\text{cm} ; \text{soit } L_s = 45\text{cm} \\ \text{Pour les HA14 : } L_s = 400 \times 1.4 / 4 (0.6 \times 1.5^2 \cdot 2.1) = 49.38\text{cm} ; \text{soit } L_s = 50\text{cm} \\ \text{Pour les HA16 : } L_s = 400 \times 1.6 / 4 (0.6 \times 1.5^2 \cdot 2.1) = 56.44\text{cm} ; \text{soit } L_s = 60\text{cm} \end{array} \right.$

Vérification au cisaillement : (RPA Art 7-4-3-2) :

$$b = V_u / b d \quad ; \quad \bar{b} = \rho_d f_{c28} ; \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & g \geq 5 \\ 0.04 & g < 5 \end{cases}$$

Tableau VIII.4.1. Vérification au cisaillement

Niv	Vu	b (cm)	h (cm)	g	d	b (MPa)	$\bar{\ddagger}b$ (MPa)	Vérif.
E/ SOL	10,9	40	40	7,33	0,075	0,068	1,875	cv
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} Étages.	58,47	40	40	4,65	0,04	0,36	1	cv
3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme} Étages.	57,75	35	35	5,32	0,075	0,47	1,875	cv
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} Toiture.	38,42	30	30	6,206	0,075	0,426	1,875	cv

VIII.5. Vérifications à l'ELS

1- Etat limite de compression du béton :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \implies \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

a) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 = p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3x l_c^2 - 6nA' \frac{l_c - c'}{b} + 6nA \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2x l_c^3 - 6nA' \frac{(l_c - c')^2}{b} + 6nA \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si : $\Delta > 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Si : $\Delta < 0 \implies$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos} \left(\frac{a}{3} \right); y_2^2 = \text{acos} \left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3} \right); y_2^3 = \text{acos} \left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3} \right)$$

Avec :

$$a = \text{arccos} \left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \right); a = 2 \sqrt{\frac{p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

$$y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b y_l^3}{3} + 15 [A_s (d - y_l)^2 + A'_s (Y_l - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

b) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b h + 15 (A_s - A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance XG au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = \frac{b h^3}{3} b h X_G^2 + 15 [A_s (0.5h - d - X_G)^2 + A'_s (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton

$$\sigma_{SUP} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s (e_s - X_G) (\frac{h}{2} - X_G)}{S} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{INF} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s (e_s - X_G) (\frac{h}{2} + X_G)}{S} \quad \text{sur la fibre inférieure}$$

En fin ; on vérifie : $\max (\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Chapitre VIII :

Ferrailage des poteaux

Section	Sollicitations	Ns	Ms22 (KN. m)	e (m)	h/6	Nat.	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{asup} (MPa)	σ_{ainf} (MPa)	N_{os} (MPa)	Observation
30X30	$N_{max}-M_{cor}$	-364,69	-5,107	0.014	0.05	SEC	4,2	2,6	15	60,4	40,8	348	Condition vérifiée
	$N_{min}-M_{cor}$	17,48	14,004	0,80	0.05	SEC	3,2	0	15	33,5	-83,2	348	Condition vérifiée
	$M_{max}-N_{cor}$	-71,99	30,453	-0,423	0.05	SPC	7,2	0	15	78,5	-156,3	348	Condition vérifiée
35X35	$N_{max}-M_{cor}$	-886,22	-4,788	0,0054	0.06	SEC	6,8	5,8	15	100,9	88,2	348	Condition vérifiée
	$N_{min}-M_{cor}$	-78,74	0,111	-0.0014	0.06	SEC	0,6	0,5	15	8,5	8,3	348	Condition vérifiée
	$M_{max}-N_{cor}$	-237,84	-35,611	0,1497	0.06	SPC	6,3	0	15	80	-54,2	348	Condition vérifiée
40X40	$M_{ma}-N_{cor}$	-1476,08	-5,902	0,0039	0.067	SEC	8,7	7,8	15	130	118,7	348	Condition vérifiée
	$N_{min}-M_{cor}$	-70,63	-0,011	0.0001 5	0.067	SEC	0,4	0,4	15	6	5,9	348	Condition vérifiée
	$M_{max}-N_{cor}$	-798,97	41,568	0.0520	0.067	SEC	7,6	1,4	15	107,2	27,4	348	Condition vérifiée

Tableau VII.5.1 : vérification a l'ELS dans le sens (2-2)

Section	Sollicitations	Ns	Ms33 (KN. m)	e (m)	h/6	Nat.	σ_{bc}^{sup} (MPa)	σ_{bc}^{inf} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{a}^{sup} (MPa)	σ_{a}^{inf} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
30X30	$N_{max} - M_{cor}$	-364,69	-2,668	0.014	0.05	SEC	3,8	2,9	15	55,7	45,5	348	condition vérifiée
	$N_{min} - M_{cor}$	17,48	-0,344	0,80	0.05	SEC	0,2	0,1	15	3,1	1,8	348	condition vérifiée
	$M_{max} - N_{cor}$	-73,15	23,468	-0,423	0.05	SPC	5,6	0	15	63,2	-108,1	348	condition vérifiée
35X35	$N_{max} - M_{cor}$	-886,22	1,954	0,0054	0.06	SEC	6,5	6,1	15	97,2	91,9	348	condition vérifiée
	$N_{min} - M_{cor}$	-78,74	-4,968	-0.0014	0.06	SEC	1,1	0	15	15	1,8	348	condition vérifiée
	$M_{max} - N_{cor}$	257,98	-24,682	0,1497	0.06	SPC	4,6	0	15	61,8	-9,6	348	condition vérifiée
40X40	$M_{max} - N_{cor}$	-1476,08	1,487	0,0039	0.067	SEC	8,4	8,2	15	125,8	122,9	348	condition vérifiée
	$N_{min} - M_{cor}$	-70,63	2,801	0.0001 5	0.067	SEC	0,6	0,2	15	8,6	3,3	348	condition vérifiée
	$M_{max} - N_{cor}$	-549,47	17,149	0.0520	0.067	SEC	4,4	1,8	15	62,7	29,8	348	condition vérifiée

Tableau VIII.5.2. : Vérification a l'ELS dans le sens (3-3)

VIII.6.Conclusion :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Tableau VIII.5.3 : Résultats de ferraillage des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Ferraillage
E.SOL RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	40x40	8 HA16
3,4, 5, 6 ^{ème} étage	35x35	8HA14
7,8, 9, 10 ^{ème} étage	30x30	4HA12

✚ Schéma de ferraillage

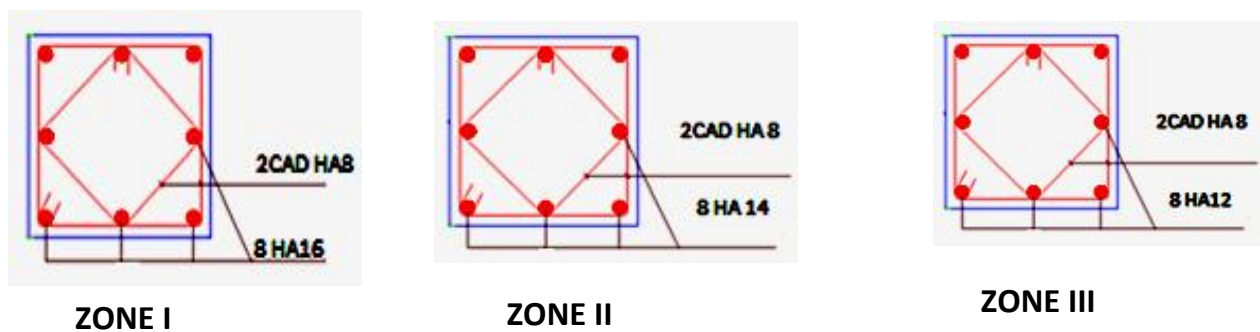


Fig. VIII.7.1 : schémas de ferraillage des poteaux

Chapitre IX

Ferraillage des voiles

IX. Ferrailage des voiles

IX.1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme. Donc, le ferrailage 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 aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

Pour réduire le calcul on a décomposées la structure en trois zones de calcul :

Zone I : E-Sol -RDC, Etages (1,2)

Zone II : Etages (3,4,5,6)

Zone III : Etages (7,8 ,9,10)

IX. 2. 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

RPA.99/modifié 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8G+E \\ G +Q +E \end{array} \right.$$

IX.3. Calcul du ferrailage

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier. $\frac{au}{v} = v' = \frac{u'}{e}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » données par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

h_s : Hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$L_t = L - L_c$ (longueur tendue)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{max}}{L_t}$$

a- Section entièrement comprimée et entièrement tendus :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e ; N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{min}}{2} d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur de voile.

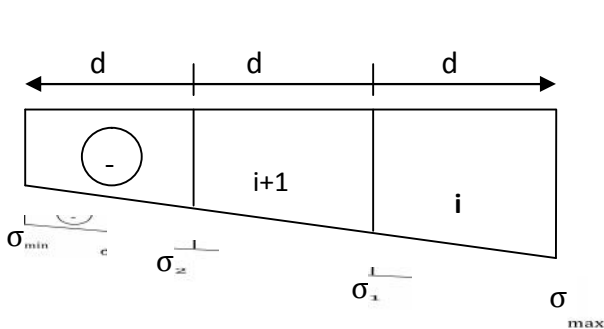


Figure VIII.1 diagramme d'une section entièrement tendus

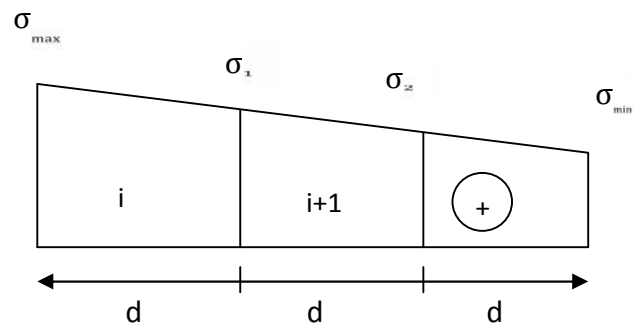
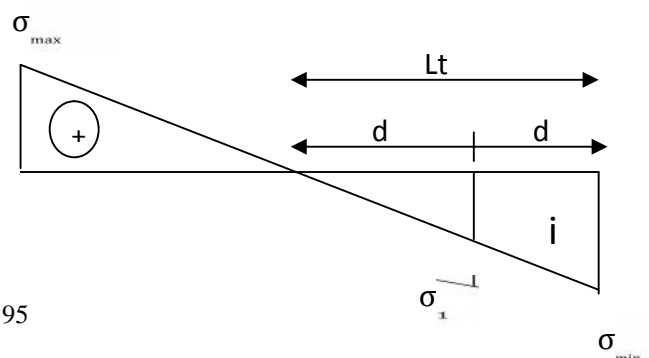


Figure VIII.2 diagramme d'une section entièrement comprimée

b- Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{1}{2} d \cdot e$$



1. Armatures verticales :**a- Section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec } B: \text{ section de voile.}$$

b- section entièrement tendus et partiellement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

2. Armatures minimales :**a- Compression simple** (Section entièrement comprimée)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A. 8. 1, 21BAEL99})$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\% \quad (\text{Art A. 8. 1, 21BAEL99})$$

B : section du béton comprimé

b- Traction simple (Section entièrement tendue ou partiellement comprimée)

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_c}; 0,15 \% B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

- **Exigences de RPA2003 (Art A.7.7.4.3) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suite :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courantes 0,10 %

1. Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91 :

$$A_h = A_v / 4.$$

D'après le RPA99 :

$$A_h \geq 0,15\% B \quad \text{Globalement dans la section du voile}$$

$$A_h \geq 0,10\% B \quad \text{En zone courante.}$$

Avec :

B : section du béton

A_v : section d'armatures verticales.

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.

2. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

3. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec} \quad \bar{T} = 1,4T$$

T : 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.

4. Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

IX.4. Dispositions constructives

IX.4.1. Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3/RPA99 (version 2003)}$$

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 15cm.

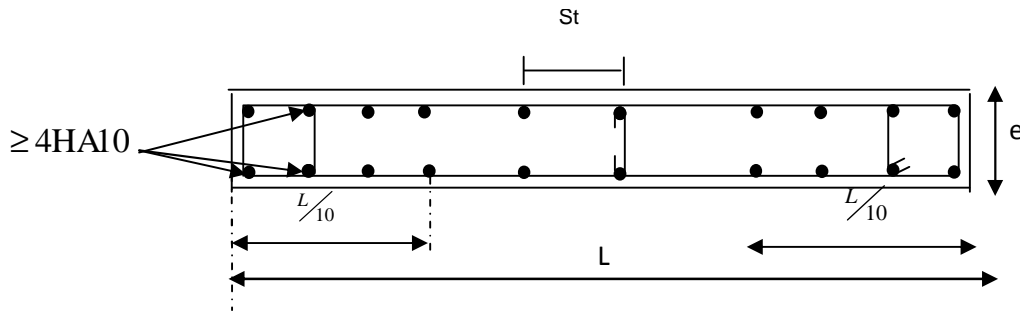


Figure VIII.3 : Disposition des armatures verticales dans

IX.4.2. Longueur de recouvrement : (Art 7.7.4,3/RPA99)

Elles doivent être égales à :

- 40 pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

IX.4.3. Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

IX.5. Vérifications à L'ELS

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Avec :

Ns : Effort normal appliqué.

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

IX.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA99 (version 2003)

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h) ,

h : Hauteur totale de la section brute.

Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{b}, 4 \text{Mpa} \right) = 2,5 \text{Mpa}$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement

• Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage du voile (VL2 1, VL2 2, VL2 3, VL2 4) dans la zone II :

- Caractéristique géométriques

$$L=2 \text{ m} ; e=0.25 \text{ m} ; B=e \times L=0.25 \times 2=0.5 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 4968,34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -5294,42 \text{ KN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée SPC

- La largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{4968,34}{4968,34 + 5294,42} \times 2 = 1,35 \text{ m}$$

- La largeur de la zone tendue

$$L_t = L - L_c = 2 - 1,35 = 0,65 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d).

- Calcul de la longueur d

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left(\frac{3,06}{2}; \frac{2}{3} \times 1,35 \right) = 0,9 \text{ m}$$

$$d_1 = d_2 = \frac{L_t}{2} = 0,325 \text{ m}$$

- Détermination des armatures

o 1^{er} bande : $d_1=0.325\text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(0,65 - 0,325)4968,34}{0,65} = 2647,210 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4968,34 + 2647,210}{2} \times 0,325 \times 0,25 = 512,12 \text{ KN}$$

Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{s} = \frac{512,12}{400 \times 10^{-1}} = 12,80 \text{ cm}^2$$

Section minimale

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\%B \right)$$

$$A_{\min} = \max \left(\frac{0,25 \times 0,325 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,0015 \times 0,50 \times 10^4 \right) = 7,5 \text{ cm}^2$$

- 2^{ème} bande : d=0,325m

$$N_2 = \frac{1}{2} \times d \times e = \frac{2647,210}{2} \times 0.325 \times 0.25 = 107,54 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{s} = \frac{107,54}{400 \times 10^{-1}} = 2,69 \text{ cm}^2$$

Section minimale

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{f_e} ; 0.15\%B\right)$$

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.25 \times 0.325 \times 2.1 \times 10^4}{400} ; 0.0015 \times 0.50 \times 10^4\right) = 7,5 \text{ cm}^2$$

- 1^{ère} bande : 18HA10 = 14,12 cm² par rapport à d₁ soit: 9HA10 par rapport a une nappe avec un espacement de 10cm.
- 2^{ième} bande : 10HA12 = 7,84 cm² par rapport à d₂ soit: 5HA10 par rapport à une nappe avec un espacement de 20 m.

Armatures horizontales

D'après le BAEL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{14,12}{4} = 3,53 \text{ cm}^2$

Soit 2x4HA8=4.02cm²/ml

Armature transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré. Soit HA8

a- Vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b- Vérification de la contrainte de cisaillement

Selon le RPA 2003

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \times 0.9 \times d} = \frac{1.4 \times 74,99}{0.2 \times 0.9 \times 2} 10^{-3} = 0,235 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5\text{Mpa} \rightarrow \text{CV}$$

D'après le BAEL99

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot 0.9 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\bar{\tau}_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{74,99}{0.2 \times 0.9 \times 2} 10^{-3} = 0.168\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c- Vérification de la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_v} = \frac{417,25 \times 10^3}{0.50 \times 10^6 + 15 \times (14,12 + 7,84) \times 10^2} = 0,783 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX. 6. Ferrailage des voiles :

- Ferrailage des voiles : VX1, VX2, VX13 ,VX14

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1,025	1,05		
	e (m)	0,25	0,25	0,25		
	B (m)	0,25	0,256	0,262		
Sollicitations de calcul	\max [KN/m ²]	848,7	3821,7	1192,28		
	\min [KN/m ²]	-2969,32	-7104,24	-1563,93		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	86,7	53,81	3,41		
	L _t (m)	0,93	0,78	0,68		
	L _c (m)	0,27	0,42	0,52		
	d (m)	0,467	0,390	0,340		
	σ_1 [KN/m ²]	1484,660	3552,120	781,965		
	N (kN)	N ₁	259,79	519,67	99,83	
		N ₂	86,598	173,224	33,278	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6,49	12,99	2,50	
		A _{v2}	2,16	4,33	0,83	
	A _{vj} (cm ²)		3,34	2,07	0,13	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	7,33	13,51	2,53	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2,16	4,85	0,86	
	A _{min} (cm ²)		6,12	5,12	4,47	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	11,3	11,3	5,02	
		Bonde 2	7,84	7,84	5,02	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 5HA12	2 x 5HA12	2 x 5HA8
			Bonde 2	2 x 5HA10	2 x 5HA10	2 x 5HA8
S _t (cm)		Bonde1	20 cm	20 cm	20 cm	
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,50	2,93	1,26		
A _H /nappe (cm ²)		2,83	2,83	1,26		
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe		
ep =25cm		(A=3.14cm²)	(A=3.14cm²)	(A=3.14cm²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	† _u (MPa)†	0,321	0,199	0,013	
		† _b (MPa)†	0,450	0,279	0,018	
	ELS	N _s (kN)	608,35	402,92	178,53	
† _b (MPa)†		1,85	1,23	0,57		

- Ferrailage des voiles : VX3, VX6, VX9, VX12 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,1	3,15	3,2	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m)	0,775	0,787	0,8	
Sollicitations de calcul	$_{max}$ [KN/m ²]	5006,49	362,04	3795,64	
	$_{min}$ [KN/m ²]	-8988,73	-821,26	-4211,65	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	567,87	363,95	167,92	
	L _t (m)	2,25	2,43	1,84	
	L _c (m)	1,25	1,07	1,66	
	d (m)	1,124	1,215	0,920	
	$_{1}$ [KN/m ²]	4494,365	410,630	2105,825	
	N (kN)	N ₁	1894,33	187,03	726,87
		N ₂	631,444	62,343	242,291
	A _v (cm ²)	A _{v1}	47,36	4,68	18,17
		A _{v2}	15,79	1,56	6,06
	A _{vj} (cm ²)		21,86	14,01	6,46
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	52,82	8,18	19,79
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	15,79	5,06	7,67
	A _{min} (cm ²)		14,75	15,94	12,08
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	36,18	20,36	20,36
		Bonde 2	20,36	20,36	14,12
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 9HA16	2 x 9HA12	2 x 9HA12
		Bonde 2	2 x 9HA12	2 x 9HA12	2 x 9HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		8,43	9,11	1,32
	A _H /nappe (cm ²)		9,05	5,09	5,09
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nappe	10HA12/nappe	8HA10/nappe
	ep =25cm		(A=9.05cm ²)	(A=11.31cm ²)	(A=6.28cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	‡ _u (MPa)‡	0,721	0,462	0,213
		‡ _b (MPa)‡	1,010	0,647	0,299
	ELS	N _s (kN)	2880,16	1783,66	1009,33
		‡ _b (MPa)‡	3,00	1,91	1,09

- Ferrailage des voiles : VX4, VX5, VX10, VX11

	Zone	Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,3	2,325	2,35		
	e (m)	0,25	0,25	0,25		
	B (m)	0,575	0,581	0,587		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3222,11	2562,45	4527,68		
	σ_{min} [KN/m ²]	-8338,8	-4803,69	-5155,05		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	279,16	214,7	143,03		
	L _t (m)	1,80	1,63	1,33		
	L _c (m)	0,70	0,87	1,17		
	d (m)	0,902	0,815	0,665		
	σ_1 [KN/m ²]	4169,400	2401,845	2577,525		
	N (kN)	N ₁	1409,70	734,21	643,25	
		N ₂	469,900	244,737	214,416	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	35,24	18,36	16,08	
		A _{v2}	11,75	6,12	5,36	
	A _{vj} (cm ²)		10,75	8,27	5,51	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	37,93	20,42	17,46	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11,75	8,18	6,74	
	A _{min} (cm ²)		11,83	10,70	8,73	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	36,18	27,7	20,36	
		Bonde 2	14,12	14,12	9,04	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 X 9HA12	2 X 9HA14	2 X 9 HA12
			Bonde 2	2 X 9HA10	2 X 9HA10	2 X 9HA8
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10 cm	
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		6,76	6,11	6,00		
A _H /nappe (cm ²)		9,05	6,93	5,09		
Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nappe	8HA12/nappe	6HA12/nappe		
ep =25cm		(A=9.05cm²)	(A=9.05cm²)	(A=6.78cm²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	† _u (MPa)†	0,496	0,382	0,254	
		† _b (MPa)†	0,695	0,534	0,356	
	ELS	N _s (kN)	2486,91	1641,26	722	
		† _b (MPa)†	3,55	2,39	1,08	

- Ferrailage des voiles : VX7, VX8.

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,8	1,825	1,85		
	e (m)	0,45	0,25	0,25		
	B (m)	0,5	0,456	0,462		
Sollicitations de calcul	$_{max}$ [KN/m ²]	2154,78	3145,9	4968,34		
	$_{min}$ [KN/m ²]	-6338,25	-4800,81	-5294,42		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		158,49	112,19	74,99	
	L _t (m)		1,49	1,21	1,03	
	L _c (m)		0,51	0,79	0,97	
	d (m)		0,746	0,604	0,516	
	$_{1}$ [KN/m ²]		3169,125	2400,405	2647,210	
	N (kN)	N ₁	886,91	543,80	512,12	
		N ₂	295,635	181,268	170,708	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22,17	13,60	12,80	
		A _{v2}	7,39	4,53	4,27	
	A _{vj} (cm ²)		6,10	4,32	2,89	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} + A _{vj} /4	23,70	14,67	13,52	
		A2=A _{v2} + A _{vj} /4	7,39	5,61	4,99	
	A _{min} (cm ²)		9,80	7,93	6,77	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	27,71	20,36	14,12	
		Bonde 2	15,38	11,3	7,84	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X 9HA14	2 X 9HA12	2X HA10
			Bonde 2	2X 5HA14	2 X5 HA12	2 X 5 HA16
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10 cm	
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,60	4,53	6,00		
A _H /nappe (cm ²)		6,93	5,09	3,53		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14/nappe	6HA12/nappe	6HA14/nappe		
ep =25cm		(A=7,69cm²)	(A=5.65cm²)	(A=7,69cm²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	‡ _u (MPa)l	0,352	0,249	0,167	
		‡ _b (MPa)l	0,493	0,349	0,233	
	ELS	N _s (kN)	1623,22	997,42	417,25	
‡ _b (MPa)l		2,87	1,82	0,78		

- Ferrailage des voiles : VY1, VY2, VY7, VY8

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,2	4,26	4,3	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m)	1,05	1,065	1,075	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6032,25	2716,59	2033,7	
	σ_{min} [KN/m ²]	-9225,72	-5500,64	-2397,38	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	1003,31	641,9	305,26	
	L _t (m)	2,78	3,08	2,49	
	L _c (m)	1,82	1,52	2,11	
	d (m)	1,391	1,540	1,244	
	σ_1 [KN/m ²]	4612,860	2750,320	1198,690	
	N (kN)	N ₁	2405,65	1587,93	559,36
		N ₂	801,884	529,308	186,454
	A _v (cm ²)	A _{v1}	60,14	39,70	13,98
		A _{v2}	20,05	13,23	4,66
	A _{vj} (cm ²)		38,63	24,71	11,75
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	69,80	45,88	16,92
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	20,05	19,41	7,60
	A _{min} (cm ²)		18,25	20,21	16,33
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	78,54	50,26	18,1
Bonde 2		24,62	24,62	18,1	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 8HA25	2x 8HA20	2x8HA12
		Bonde 2	2x 8HA14	2x 8HA14	2 x 8HA12
	S _t (cm)	Bonde1	12 cm	12 cm	12 cm
		Bonde 2	13 cm	13 cm	13 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		10,43	3,91	2,30
	A _H /nappe (cm ²)		19,64	12,57	4,53
	Choix des barres/nappe (cm ²)		14HA14/nappe	10HA14/nappe	6HA12/nappe
ep =25cm		(A=21,54cm²)	(A=15.39cm²)	(A=6 ,78cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	‡ _u (MPa)l	0,969	0,620	0,295
		‡ _b (MPa)l	1,357	0,868	0,413
	ELS	N _s (kN)	2902,87	2069,73	780,54
‡ _b (MPa)l		2,22	1,64	2,57	

- Ferrailage des voiles : VY3, VY4, VY5, VY6

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,7	0,725	0,75	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m)	0,175	0,181	0,187	
Sollicitations de calcul	q_{max} [KN/m ²]	1994,7	3184,29	4021,18	
	q_{min} [KN/m ²]	-6579,08	-5671,49	-5585,53	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)	72,89	602,04	95,97	
	L_t (m)	0,69	0,58	0,52	
	L_c (m)	0,21	0,32	0,38	
	d (m)	0,345	0,288	0,262	
	q_1 [KN/m ²]	3289,540	2835,745	2792,765	
	N (kN)	N_1	425,96	306,47	274,01
		N_2	141,988	102,155	91,337
	A_v (cm ²)	A_{v1}	10,65	7,66	6,85
		A_{v2}	3,55	2,55	2,28
	A_{vj} (cm ²)		2,81	23,18	3,69
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	11,35	13,46	7,77
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	3,55	8,35	3,21
	A_{min} (cm ²)		4,53	3,78	3,43
	A_v adopté (cm ²)	Bonde1	15,84	15,84	10,98
Bonde 2		10,98	10,98	7,02	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 4HA14	3 x 4HA14	2 x 4HA12
		Bonde 2	2 x 4HA14	2 x 4HA14	2 x 4HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	10cm	10cm	10cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		2,59	2,16	3,25
	A_H /nappe (cm ²)		3,96	3,96	2,75
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nappe	4HA12/nappe	4HA12/nappe
ep =25cm		(A=4.52cm²)	(A=4.52cm²)	(A=4.52cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	\dagger_u (MPa)l	0,360	2,973	0,474
		\dagger_b (MPa)l	0,504	4,162	0,663
	ELS	N_s (kN)	1409,38	2069,73	382,45
\dagger_b (MPa)l		5,31	7,80	1,52	

Chapitre X

Etude du mur plaque

X.1. Introduction

Les murs de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place .dans notre projet un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terre

X.2. Pré dimensionnement du mur plaque

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues. D’après l’article (7.7/RPA99version 2003) l’épaisseur minimale du mur plaque est de 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 20 cm.

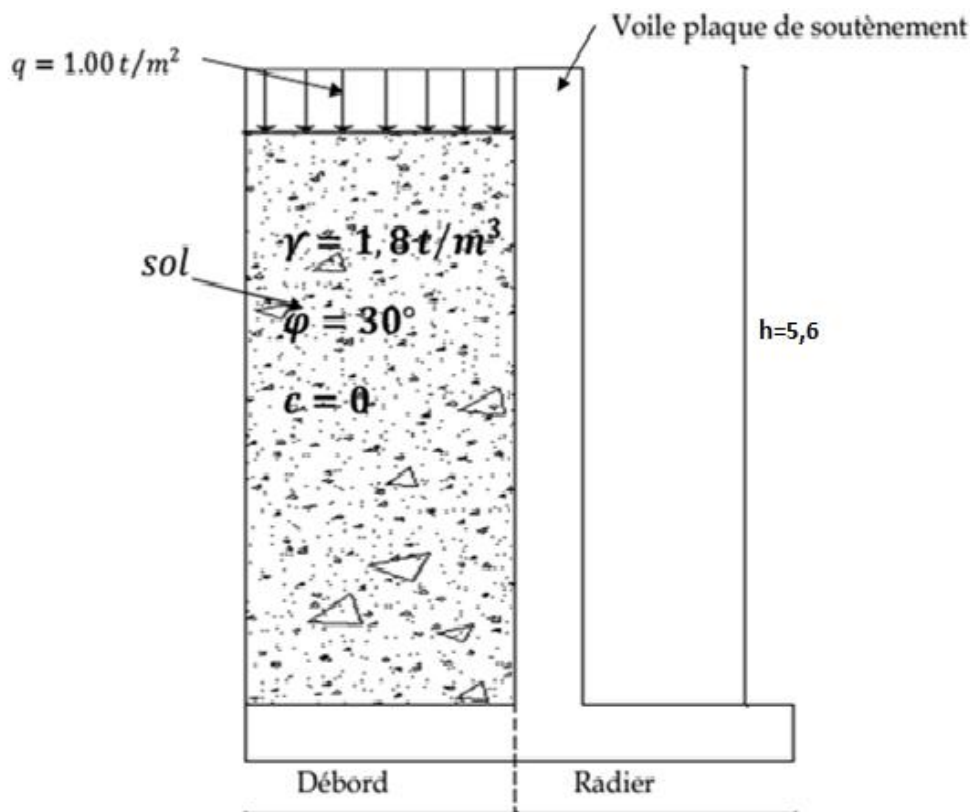


Fig 1.2. voie plaque

X.2.1.Méthode de calcul

Le mur sera calculé en le considérant comme une plaque encastree à la base et simplement appuyée sur les deux autres cotés.

X.2.2. Prescriptions du RPA99/version 2003 Article 10.4.3

La poussée active dynamique globale qui s’exerce à l’arrière du mur est égale à :

$P_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \times H^2$, appliquée horizontalement à $\frac{H}{2}$ au dessus de la base de la semelle du mur.

Avec :

K_{ad} : Coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol du remblai.

ϕ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}

$$= \arctg\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right)$$

$K_h = A$: coefficient d'accélération de zone (Art 10.4.2)

$K_v = \pm 0.3K_h$: Contrainte verticale (Art10.4.2)

X.2.3. Caractéristiques du sol

- Surcharge éventuelle: $q=10 \text{ kN/m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement : $\phi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- Surcharges éventuelles
- Contrainte du sol : 2 bars

X.2.4. Détermination des contraintes

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \tan^2\left[\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right] : K_0 = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 30 = 0,5$$

Avec : K_0 : Coefficient de poussée des terres et ϕ : Angle de frottement interne

X.3. Calcul des sollicitations

$$0 < h < H \quad 0 < h < 4,59 \text{ m}$$

- ELU

$$\sigma_H = k_0 \times \sigma_V = k_0 [1.35 \times \gamma \times h + 1.5q]$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 0.5 \times 1.5 \times 10 = 7,5 \text{ Kn/m}^2$$

$$h = 4,59 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 0.5 [1.35 \times 4,59 \times 18 + 1.5 \times 10] = 63,27 \text{ Kn/m}^2$$

- ELS

$$\sigma_H = k_0 \times \sigma_V = k_0[\gamma \times h + q]$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_H = 0,5 \times 10 = 5 \text{ Kn/m}^2$$

$$h=4,595 \text{ m} - \sigma_H = 0,5[4,59 \times 18 + 10] = 46,31 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q_u=63,27 \text{ kN}$$

$$Q_s=46,31 \text{ kN}$$

- Calcul dynamique

$$k_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$$k_h = A = 0,25 \text{ coefficient d'acceleration de zone(III) (RPA Art 10.4.2)}$$

$$k_v = \pm 0,3k_h = 0,075$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \sin(\phi - \theta)}{\cos\phi \cos(\phi - \theta)}} \right]^{-2} = 0,41$$

$$\theta = \text{arctg} \frac{k_h}{1 \pm k_v} = 8,17^\circ$$

$$\beta = 0$$

$$\sigma_h = k_{ad}(1 + k_v) \times \sigma_v = k_{ad}(1 + k_v) \times \gamma \times h$$

$$\text{pour } h = 0 \quad \sigma_h = 0$$

$$\text{pour } h = 4,59 \quad \sigma_h = 36,41 \text{ Kn/m}^2$$

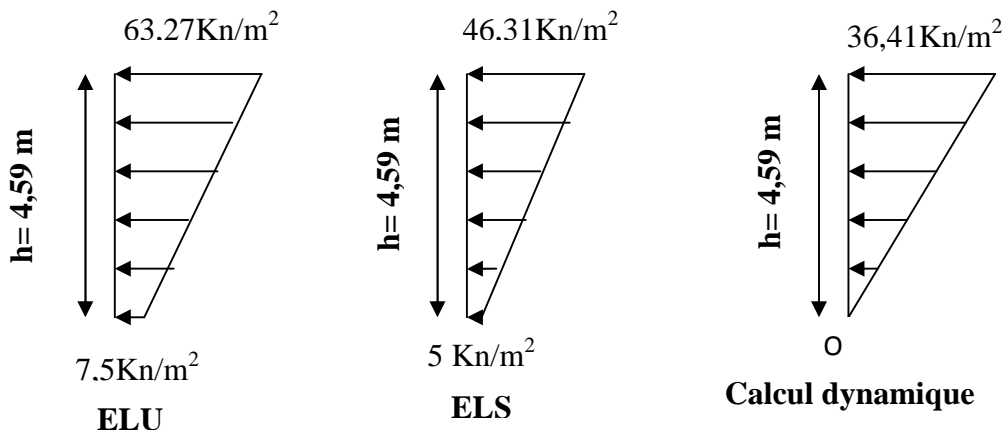


Figure X.3.1 Diagramme des contraintes

- Charges moyennes

$$\text{ELU } q_u = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 63,27 + 7,5}{4} = 49,32 \text{ Kn/m}$$

$$\text{ELS } q_s = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 46,31 + 5}{4} = 35,98 \text{ Kn/m}$$

- **Détermination des moments fléchissant**

Le calcul se fait pour une bande de 1m ($b=1m=100cm$)

- **Calcul des sollicitations**

Pour le calcul des sollicitations nous utiliserons le logiciel ETABS.les résultats sont représentés dans les figure ci-après

X.4. Ferrailage du mur plaque

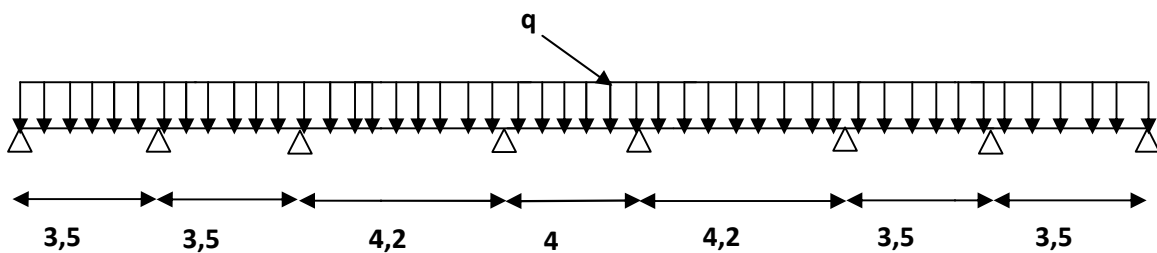
1. Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

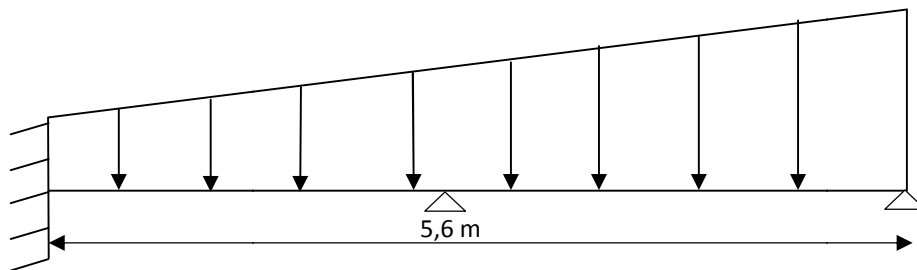
2. Schéma statique

Sens x-x :

$q_u = 49,32 \text{ kN/ml}$, $q_s = 35,98 \text{ kN/ml}$



Sens z-z:



Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel ETABS et les résultats sont représentés dans les figures ci-après :

Sens YY

- **ELU**

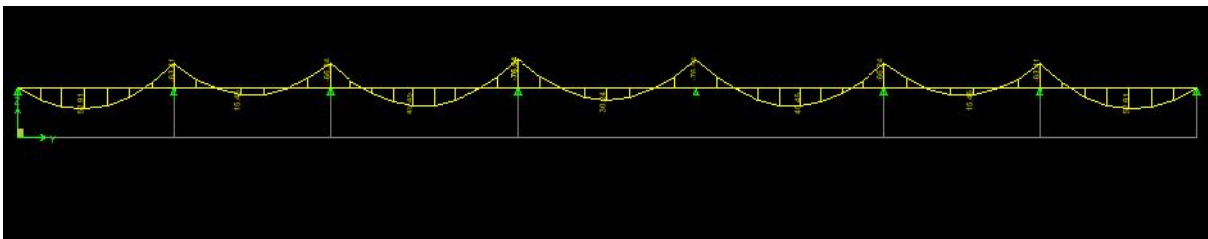


Diagramme des moments du mur plaque à l'ELU

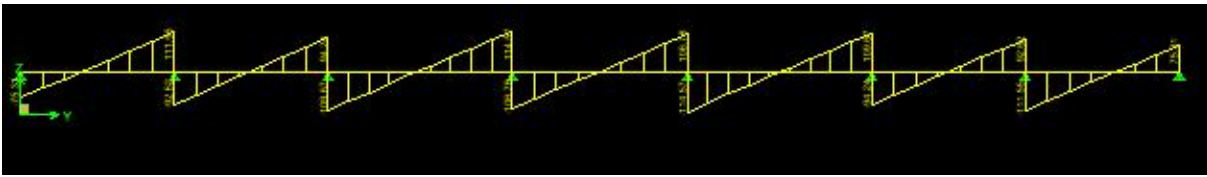


Diagramme des efforts tranchants du mur plaque à l'ELU

- ELS

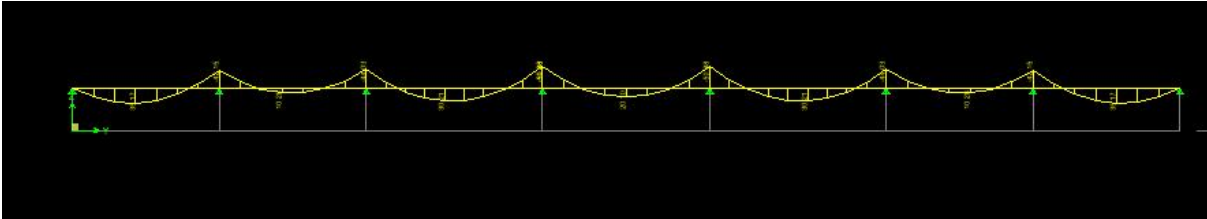


Diagramme des moments du mur plaque à l'ELS

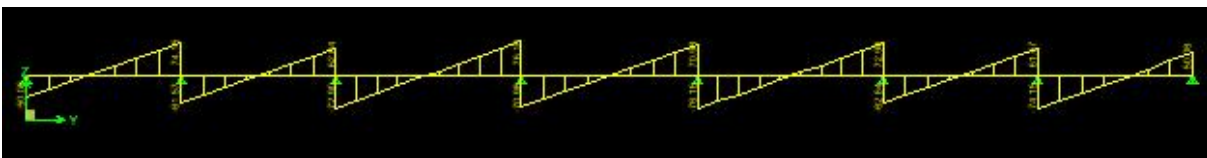


Diagramme des efforts tranchants du mur plaque à l'ELS

Sens Z-Z

- ELU

Dans le sens z-z (ELU) armature verticale

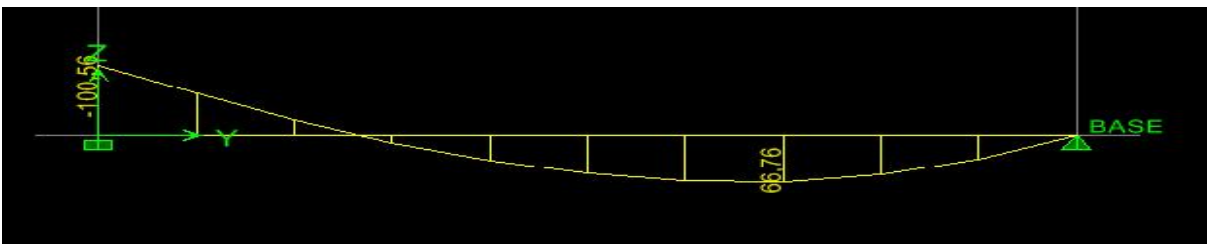


Diagramme des moments du mur plaque à l'ELU

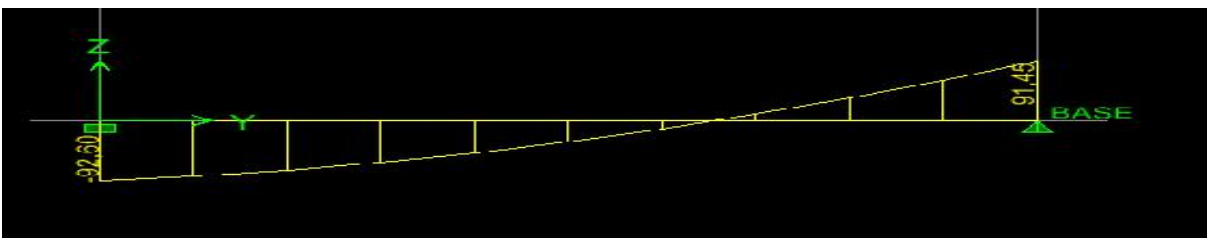


Diagramme des efforts tranchants du mur plaque à l'ELU

- ELS

Dans le sens z-z (ELS) armature verticales

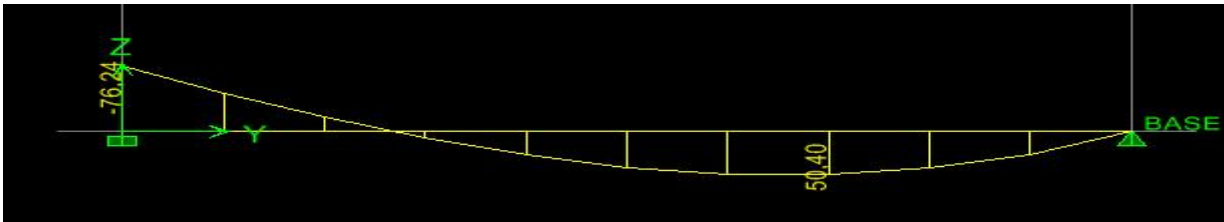


Diagramme des moments du mur plaque à l'ELS



Diagramme des efforts tranchants du mur plaque à l'ELS

Les valeurs du moment max sont résumées dans le tableau suivant

- ELU

Sens	Zone	M_U (KN.m)
XX	Appuis	-77,76
	Travée	52,74
YY	Appuis	-100,56
	Travée	66,76

- ELS

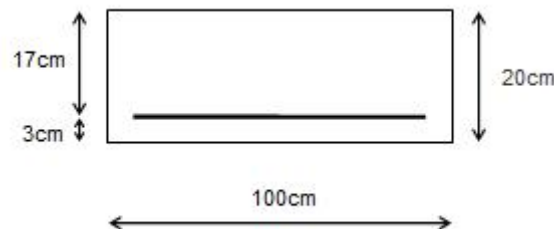
Sens	Zone	M_S (KN.m)
XX	Appuis	-58,56
	Travée	39,72
YY	Appuis	-76,24
	Travée	50,40

Effort tranchant	Sens (x-x)	Sens (z-z)
Tu max [kN]	116,18	92,60

3. Ferrailage du mur plaque

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m , on considérant le moment maximal au niveau d'appuis et au travée.

- **Calcul des sections d'armatures**



Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur (**b=1m**) et d'épaisseur (**ep=20cm**).

- **Sens XX :**

$$M_{max} = 77,76 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}} = \frac{77,76 \times 10^6}{170^2 \times 1000 \times 14.2} = 0.188 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,188 \rightarrow \beta = 0,895$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{77,76 \times 10^4}{170 \times 0.895 \times 348} = 14.68 \text{ cm}^2$$

On opte pour **8HA16 = 16.08 cm²** Avec **St=12 cm**

- **Sens ZZ**

$$M_{max} = 100,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}} = \frac{100,56 \times 10^6}{170^2 \times 1000 \times 14.2} = 0.246 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,246 \rightarrow \beta = 0,856$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{100,56 \times 10^4}{170 \times 0.856 \times 348} = 19,85 \text{ cm}^2$$

On opte pour **12HA16** = 24.12 cm² Avec **St=8 cm**

X.5 .Vérification à l'ELU

a- Section minimale : Selon le BAEL 91/99 (Condition de non fragilité)

$$A_s \quad A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \frac{2.1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

b-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:

$$A_{adop} = 16,08 \text{ cm}^2 > A_{min} \quad \text{condition vérifiée}$$

Sens z-z :

$$A_{adop} = 24,12 \text{ cm}^2 > A_{min} \quad \text{condition vérifiée}$$

• Armatures transversales

$$\frac{\emptyset}{3} = \frac{16}{3} = 5.33$$

Soit le diamètre des armatures transversales = 8 mm

c. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1,1/BAEL)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} < \tau_u = \min\{0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : Tmax = 116,18 kN

$$\tau_u = \frac{116,18 \times 1000}{1000 \times 170} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91.Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \tau_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot f \cdot W$$

Sens XX

$$\sum u_i = n \cdot f \cdot W = 8 \times 3.14 \times 1.6 = 40.19$$

$$\tau_{se} = \frac{116.18 \times 1000}{0.9 \times 170 \times 401.9} = 1.889 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{se} = 1.889 \text{ MPa} < \sigma_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens ZZ

$$\sum u_i = n.f.W = 8 \times 3.14 \times 1.6 = 40.19$$

$$\sigma_{se} = \frac{92,60 \times 1000}{0.9 \times 170 \times 401.9} = 1,506 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{se} = 1,506 \text{ MPa} < \sigma_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Donc pas de risque d'entrainement des barres.

X.6 .vérification à l'ELS

a- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

La fissuration est considérée préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_s \leq \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \frac{\overline{n \times f_{tj}}}{\dots}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_s < \sigma_s$

Sens x-x

La section d'armatures adoptée est $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 16.08}{100 \times 17} = 0.945 \quad \beta_1 = 0.8635 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 21.58$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{58,56 \times 10^3}{0.8635 \times 17 \times 16.08} = 248.08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{248.08}{21.58} = 11,49 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 11,49 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens z-z

La section d'armatures adoptée est $A_s = 24.12 \text{ cm}^2$


$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 24.12}{100 \times 17} = 1.418 \quad \beta_1 = 0.842 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 16.75$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{76,24 \times 10^3}{0.842 \times 17 \times 24.12} = 220,82 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{220,82}{16.75} = 13,18 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 13,18 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M _s (Kn.m)			K ₁	Etude du mur plaque		
						σ _{st} Mpa	σ _{bc} Mpa	σ _{bc} Mpa
x-x	travée	58,56	0,945	0,8635	21,58	248,08	11,49	15
y-y	travée	76,24	1,418	0,842	16,75	220,82	13,18	15

Remarque

Les contraintes dans le béton sont vérifiées

b. Calcul de la flèche

$$\frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{100} = 0,2 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{A f_e}{b d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{16,08 \times 400}{100 \times 17} = 3,78 < 4,2$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Chapitre XI

L'étude de l'infrastructure

XI.1. Introduction

Les fondations est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise (sol) et qui a pour fonction de base l'interaction entre le sol et la structure.

Les fondations concernent toutes les catégories de structures (béton, béton armé, charpente en bois, charpente métallique) et tous les ouvrages (bâtiments, ouvrages d'arts, murs de soutènement...).

Les principaux rôles de la fondation sont :

Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure, Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

Les sollicitations dues à la superstructure (N et M) ; ces actions sont de différentes Origines (permanentes, d'exploitation, climatiques, accidentelles, séismes...).

Les sollicitations dues au sol, ces sollicitations sont fonction de la nature du sol et donc de sa capacité portante et donc de la contrainte admissible du sol et de la présence de la nappe phréatique (nappe d'eau).

On distingue deux principaux types de fondations selon la profondeur à laquelle elles se situent :

Les fondations superficielles appelées aussi **fondations ordinaires**: elles sont utilisées quand le bon sol est proche de la surface. Ce type de fondation comprend les semelles et les longrines.

Les fondations profondes : systèmes de fondations par *puits* ou par *pieux* employés quand le bon sol est situé en profondeur.

XI.2. 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.

Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X.3. Choix du type de fondation

Le choix de tel ou tel type de fondation dépend :

- De la nature du terrain, profondeur de la couche résistante,

- Du type d'ouvrage à fonder : c'est-à-dire de l'intensité des forces à transmettre et de la façon dont ces forces sont transmises aux massifs de fondation,
- Du matériau utilisé,
- Du site, Coût...

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle Convenable.

X.3.1. Semelles isolés sous poteaux

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s_{max}}$ qui est obtenu à la base de tous les Poteaux de la base. $A \times B \geq \frac{N_{ser}}{sol}$

Homothétique des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carré

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{sol}}$ Avec $\dagger_{sol}=2$ bars.

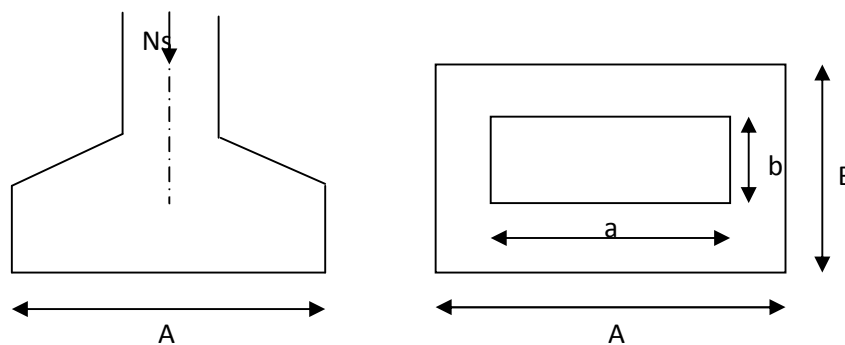


Figure VII.1 Schéma de la semelle isolée

Exemple de calcul

$N_{ser} = 1476,63KN$

$sol = 200 KN/m^2$

$B \geq \sqrt{\frac{1476,63}{200}} = 2,72m \Rightarrow A = B = 2,72m$

Conclusion

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

X.3.2 semelles filantes

Ñ Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{SOL} \cdot L}$$

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.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens YY

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VY1	2898,86	4.6	3,15	14,49
VY2	2878,16	4.6	3,12	14,35
VY3	1409 ,38	0.90	7,82	7,04
VY4	1409,38	0.90	7,82	7,04
VY5	2069,73	0.90	11,49	10,34
VY6	1345,45	0.90	7,47	6,72
VY7	2902,87	4.6	3,15	14,49
VY8	2882,18	4.6	3,13	14,40
				88,87

Tableau X.3.2.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens YY)

Sens XX

Voiles	G+Q (t)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VX1	3,036	3,036	3,036	3,036
VX2	3,036	3,036	3,036	3,036
VX3	14,385	14,385	14,385	14,385
VX4	11,8	11,8	11,8	11,8
VX5	11,825	11,825	11,825	11,825
VX6	13,86	13,86	13,86	13,86
VX7	8,12	8,12	8,12	8,12
VX8	7,24	7,24	7,24	7,24
VX9	14,385	14,385	14,385	14,385
VX10	12,4	12,4	12,4	12,4
VX11	12,4	12,4	12,4	12,4
VX12	13,86	13,86	13,86	13,86
VX13	2,976	2,976	2,976	2,976
VX14	2,976	2,976	2,976	2,976
				132,299

Tableau X.3.2.2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens XX)

$$S_v = \sum S_i = 221,16\text{m}^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

Ñ Semelles filantes sous poteaux

Les résultats des charges sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Ni (G+Q)	Moment	ei	Ni.ei
1	304,2	0,063	13.2	4015,44
2	879,74	2,066	9.7	8533,478
3	1204,95	0,548	6.2	7470,69
4	1476,63	1,515	2	2953,26
5	1476,6	1,504	-2	-2953,2
6	1204,44	0,537	-6.2	-7467,528
7	876,75	2,051	-9.7	-8504,475
8	304,63	0,056	-13.2	-4021,116
somme	7727,94	8,34	/	26,549

$$R = \sum Ni = 7727,94 \text{ KN}$$

$$E = \frac{\sum Ni \times ei + \sum Mi}{R} = \frac{26,549 + 8,34}{7727,94} = 0,004$$

$$E = 0,004 < \frac{26,4}{6} = 4,4 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Repartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7727,94}{26,4} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,004}{26,4}\right) = 292,46 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7727,94}{26,4} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,004}{26,4}\right) = 292,99 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{7727,94}{26,4} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,004}{26,4}\right) = 292,85 \text{ KN/m}$$

❖ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\uparrow_{SOL}} = \frac{292,85}{200} = 1,46 \text{ m}$$

On prend $B = 1,5 \text{ m}$.

$$\text{On aura donc, } S = 1,5 \times 26,4 = 39,6 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 39,6 \times 7 + 221,16 = 498,36 \text{ m}^2$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Conclusion

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 648.56m^2$

La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 498,36 m^2$ (76,84%)

$$S_t > 50 \subset S_{bat}$$

Etant donné que la surface totale des semelles filantes dépasse les 50% de la surface du bâtiment (76,84%) donc on opte pour un **radier général**.

XI.4 Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est rigide en sous plan horizontal, Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation, facilite le coffrage et l'exécution, convient mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

XI.4.1 Pré dimensionnement du radier

Ñ **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

Ñ **Selon la condition forfaitaire :**

Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles, ou poteaux successifs.

$$L_{max} = 460cm \Rightarrow 57.5 cm \leq h \leq 92.00 cm$$

On prend : **$h = 80$ cm**

Sous poteaux :

a- La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d=30 \text{ cm}$$

b- La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_i égale à :

$$h \geq \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} \quad \text{soit : } h_n=100\text{cm}$$

et $0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$

$$40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad b_n=50 \text{ cm}$$

• **Selon condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{f} \cdot L_{\max}$$

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

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{f} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b=1\text{m}$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 10818,86 \text{ MPa}$, donc

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.6}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.904 \text{ m}$$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{\text{ nervure}} = 100 \text{ cm} \\ h_{\text{ dalle}} = 30 \text{ cm} \\ b_{\text{ nervure}} = 50 \text{ cm} \end{array} \right.$$

❖ **Détermination de la surface nécessaire du radier :****a- Poids de la superstructure**

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

- Charge permanente : $G_{\text{bâtiment}} = 72244.4 \text{ KN (ETABS)}$
- Surcharge d'exploitation : $Q_{\text{bâtiment}} = 11133.21 \text{ KN (ETABS)}$

b- Combinaisons d'actions

$$\text{L'ELU } N_U = 1,35G + 1,5Q \rightarrow N_U \approx 114229.75 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS } N_S = G + Q \rightarrow N_S = 83377.61 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELUS}_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{114229.75}{1,33 \times 200} = 429.43 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELSS}_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{83377.61}{1,33 \times 200} = 313.64 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 429.43 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 648.56 > S_{\text{radier}} = 313.64 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous propose les règles du BAEL, qui sera calculé comme suite :

$$h_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30 \right) = 50 \text{ cm}$$

On prend $h_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

$$S_{\text{rad}} = 648.56 + (26.8 + 24.2) \times 2 \times 0.5 + 0.5 \times 0.5 \times 4 = 700.56 \text{ m}^2$$

XI.4.2 Calcul des efforts à la base du radier**1- Charges permanentes :****a-Poids de bâtiment :**

$$G = 72244.4 \text{ KN}$$

b-Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante + poids de mur plaque.

- Poids de la dalle

$$P_{\text{dalle}} = (S_{\text{radier}} \times h_d) \times \rho_{\text{béton}} = (700.56 \times 0,3) \times 25 = \mathbf{5254.2 \text{ KN}}$$

- Poids des nervures

$$P_{ner} = b_n \times (h_n - h) \times L \times n \times \rho_{\text{béton}}$$

avec n: nombre de portique dans le sens considérée

$$P_{ner} = [(0,5 \times (1,00 - 0,3) \times 26,8 \times 7) + (0,5 \times (1,00 - 0,3) \times 24,2 \times 8)] \times 25 = \mathbf{3335,5KN}$$

- Poids de TVO

$$T.V.O = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_{ner}) \times \rho_{\text{b}}$$

$$\text{Avec: } S_{ner} = (0,5 \times 26,8 \times 7) + (0,5 \times 24,2 \times 8) = 190,6 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(700,56 - 190,6) \times (1,10 - 0,3)] \times 17 = \mathbf{6935,45KN}$$

- Poids de la dalle flottante

$$P_{df} = S_{radier} \times e_p \times \rho_{\text{béton}} = 700,56 \times 0,1 \times 25 = \mathbf{1751,4 KN}$$

- Poids de mur plaque

$$P_{mur \text{ plaque}} = (S_{mur} \times h) \times \rho = 0,20 \times 26,8 \times 4,59 \times 25 = \mathbf{615,06 KN}$$

D'où la charge permanente apportée sur le radier GT est :

$$G_t = P(\text{superstructure}) + P(\text{infrastructure}) + P(\text{mur plaque})$$

$$G_t = (72244,4) + (17891,61) = \mathbf{90136,01KN}$$

2- Charge d'exploitation apportée sur le radier QT :

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{\text{bâtiment}} = 11133,21KN$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{\text{radier}} = 2,5 \times 700,56 = 1751,4KN$$

$$\text{Surcharge totale : } Q_{\text{total}} = \mathbf{12884,61KN}$$

3- Combinaison d'actions :

$$\text{à l'ELU: } N_u = 1,35 \times 90136,01 + 1,5 \times 12884,61 = 141010,53 \text{ KN/ml}$$

$$\text{à l'ELS: } N_s = 90136,01 + 12884,61 = 103020,62 \text{ KN/ml}$$

XI.4.3 Vérification

a- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{u} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$b = 1 \text{m}; \quad d = 0,9 h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{m}$$

$$T_u = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{141010,53 \times 10}{700,56} \times \frac{4,6}{2} = 462,96 \text{ KN}$$

$$u = \frac{462,96 \times 10}{100 \times 27} = 1,71 \text{Mpa} < \bar{u} = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

b-Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme.

$$M = M_0 + T_0 h$$

M_0 : moment sismique à la base de la structure.

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne : $m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

On doit vérifier que :

à ELU : $m \leq 1,33\sigma_{sol}$

à ELS : $m \leq \sigma_{sol}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

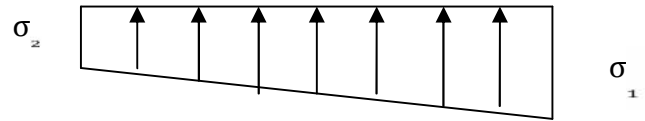


Figure VII.2 Diagramme des contraintes

• **Calcul du CDG et des moments d'inertie**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12.6 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum S_i \cdot y_i}{\sum S_i} = 13.9 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \sum_1^n (I_{xi} + S_i (X_i - X_G)^2) \quad ; \quad I_{yy} = \sum_1^n (I_{yi} + S_i (Y_i - Y_G)^2)$$

$$I_{xx} = 37073.63 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 45118.40 \text{ m}^4$$

• **Sens longitudinal**

$$M_x = 130858.61 + (5138.132 \times 1.00) = 135997.23 \text{ KN.m}$$

✓ **ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = 1 = \frac{141010,53}{700,56} + \frac{135997,23}{45118,40} \times 12,6 = 239,28 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{Mx}{I_{xx}} V = 2 = \frac{141010,53}{700,56} - \frac{135997,23}{45118,40} \times 12,6 = 163,86 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 239,28 + 163,86}{4} = 220,42 \text{ KN/m}^2 ; 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ ELS :

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{Mx}{I_{yy}} V = 1 = \frac{103020,62}{700,56} + \frac{135997,23}{45118,40} \times 12,6 = 184,47 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{rad}} - \frac{Mx}{I_{yy}} V = 2 = \frac{103020,62}{700,56} - \frac{135997,23}{45118,40} \times 12,6 = 109,63 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 184,47 + 109,63}{4} = 165,76 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversale

$$M_y = 149647.266 + (5752.59 \times 1.00) = 155399.85 \text{ KN.m}$$

✓ ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{yy}} V = 1 = \frac{141010,53}{700,56} + \frac{155399,85}{37073,63} \times 13,63 = 258,41 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{yy}} V = 2 = \frac{141010,53}{700,56} - \frac{155399,85}{37073,63} \times 13,63 = 144,15 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 258,96 + 144,72}{4} = 230,4 \text{ kN/m}^2 ; 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ ELS :

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{yy}} V = 1 = \frac{103020,62}{700,56} + \frac{155399,85}{37073,63} \times 13,63 = 204,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{yy}} V = 2 = \frac{103020,62}{700,56} - \frac{155399,85}{37073,63} \times 13,63 = 89,92 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 204,18 + 89,92}{4} = 175,61 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c- Vérification au poinçonnement (Art A.5.2, 42 /BAEL91) :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité,

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier,

h : Hauteur de la nervure,

a : Épaisseur du voile ou du poteau,

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

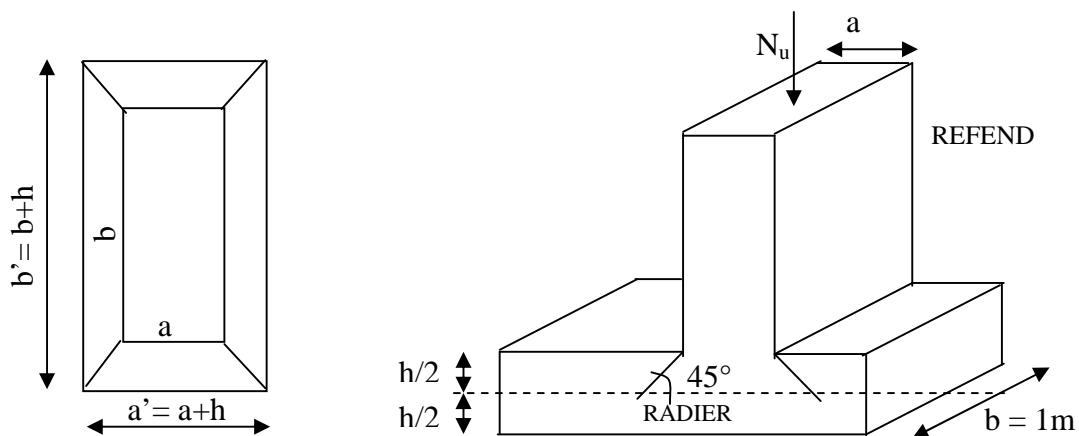


Figure VII.4 Périmètre utile des voiles et des poteaux

1- Calcul du périmètre utile μ_c

• **Poteaux**

$$\mu_c = 2 \times (a + b) = 2 \times (0,40 + 0,40 + 2 \times 1,00) = 5,6\text{m}$$

$$N_u = 2030,39 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 5,6 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4200 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Voile**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = 2 \times (a + b) = 2 \times (0,25 + 1 + 2 \times 1,00) = 6.5 \text{ m}$$

$$N_u = 3967,84 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 6,5 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4875 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d- Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression

Hydrostatique :

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1,5 \times 700.56 \times 10 \times 1.00 = 10508.4 \text{ KN}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement = 1.5

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1.00m)

P = 62595,583 KN > 10508.4 KN Pas de risque de soulèvement de la structure.

XI.4.4 Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91 (modifié 99).

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

- **Les contraintes prises en compte dans les calculs :**

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } \sigma_m^{\max} = \max(220,42 ; 230,40) = \mathbf{230,40 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{ELS : } \sigma_m^{\max} = \max(165,76 ; 175,61) = \mathbf{175,61 \text{ KN/m}^2}$$

D'où:

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 230,40 - \frac{90136,01}{700.56} = \mathbf{101,73 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 175,61 - \frac{90136,01}{700.56} = \mathbf{46,95 \text{ KN/m}^2}$$

XI.4.4.1 Ferrailage de la dalle :

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'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas ; selon $\mu = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas : $\mu < 0,4 \rightarrow$ Flexion longitudinale négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{ox} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{ème} cas : $0,4 < \mu < 1$ Les deux flexions interviennent, Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x q_x L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

2. Identification du panneau le plus sollicité :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $\begin{cases} L_x = 4.2\text{m} \\ L_y = 4.6\text{m} \end{cases}$

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.2}{4.6} = 0.91 > 0.4 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

panneaux	Lx(m)	Ly(m)	ELU			ELS	
			$\rho = L_x/L_y$	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
1	4.2	4.6	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861

3. Calcul des moments isostatiques :

Les moments isostatiques dans les directions sont donnés par les formules suivantes :

On aura donc :ELU :

$$\begin{cases} M_{ox} = 0,0448 \times 101,73 \times 4,2^2 = 80,39 \text{ kN.m} \\ M_{oy} = 0,798 \times 80,39 = 64,15 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{oy}$ ou $0,75M_{ox}$,
- Moment sur appuis : $0,5M_{oy}$ ou $0,5M_{ox}$.

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement

Partiel alors :

- Moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$,
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$,
- -Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$.

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastresments 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 I.4.1 Ferrailage dans le sens x-x

Moments en appuis à **L'ELU** : $M_{a-x} = 80,39 \times 0,5 = \mathbf{40,19 \text{ kN.m.}}$

Moments en travée à **L'ELU** : $M_{t-x} = 80,39 \times 0,75 = \mathbf{60,29 \text{ kN.m}}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{40,19 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,038 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,028 \quad \beta_u = 0,981$$

$$A_{au} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d c_s} = \frac{40,19 \times 10^3}{0,981 \times 27 \times 348} = 4,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{au} = 4,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } \text{St} = 20\text{cm}$$

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{60,29 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,040 \quad \beta_u = 0,970$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u d^1 s} = \frac{60,29 \times 10^3}{0,970 \times 27 \times 348} = 6,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 6,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}14/\text{ml} = 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } \text{St} = 20 \text{ cm}$$

XI .4.2 Ferrailage dans le sens y-y

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-y} = 63,88 \times 0,5 = 31,94 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-y} = 63,88 \times 0,75 = 47,91 \text{ kN.m}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{31,91 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,030 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,030 \quad \beta_u = 0,985$$

$$A_{au} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d s} = \frac{31,91 \times 10^3}{0,985 \times 27 \times 348} = 3,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{au} = 3,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 5HA12/ml = 5,65 cm²/ml

Avec : **St = 20cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{47,9110^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,046 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,046 \quad \beta_u = 0,976$$

$$A_{tr} = \frac{M_{ut}}{\beta_u d_s} = \frac{47,91 \times 10^3}{0,976 \times 36 \times 348} = 5,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{tr} = 5,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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.

XI.4.3 Vérification à l'E.L.U

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

Avec $A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2}\right)$

$\rho_0 = 0.8 \text{ ‰}$ pour les HA et FeE400

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2}\right) = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-0,91}{2}\right) = 2,508 \text{ cm}^2$$

		A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
x-x	ELU	5,65	2,508	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

- Espacement des armatures (BAEL91/A8.2, 42)

Sens de la petite portée

Aux appuis $S_t=20 \min \{3h; 33cm\} = \{90cm, 33cm\} = 33cm$	}	Condition vérifiée
En travée $S_t=20 \min \{3h; 33cm\} = \{90cm, 33cm\} = 33cm$		

Sens de la grande portée

Aux appuis $S_t=20 \min \{4h; 45cm\} = \{120cm, 45cm\} = 45cm$	}	Condition vérifiée
En travée $S_t=20 \min \{4h; 45cm\} = \{120cm, 45cm\} = 45cm$		

XI.4.4 Calcul et vérification à l'E.L.S

➤ **Evaluation des moments M_x et M_y**

... = 0,91 \implies $\begin{cases} \mu_x = 0,0519 \\ \mu_y = 0,861 \end{cases}$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0,0519 \times 46,95 \times 4,2^2 = 42,98 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,861 \times 42,98 = 37,00 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 42,98 \times 0,5 = 21,49 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 42,98 \times 0,75 = 32,23 \text{ kN.m.}$

Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 37,00 \times 0,5 = 18,50 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 37,00 \times 0,75 = 27,75 \text{ kN.m}$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

Sens x-x :

- **Aux appuis:** $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27} = 0,209 \implies \begin{cases} \rho = 0,926 \\ K_1 = 53,03 \implies K = 0,0188 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{21,49 \times 1000}{0,926 \times 27 \times 5,65} = 152,1 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 2,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_c = 15 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée.**

- En travées : $A_s = 7,7\text{cm}$

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} =, \rho = \frac{100 \times 7,7}{100 \times 27} = 0,283 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,921 \\ K_1 = 48,29 \quad \longrightarrow \quad K = 0,020 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{32,23 \times 1000}{0,921 \times 27 \times 7,7} = 168,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 168,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K. \sigma_s = 3,366 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

- En Appuis :

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} =, \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27} = 0,209 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,926 \\ K_1 = 53,03 \quad \longrightarrow \quad K = 0,0188 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{18,50 \times 1000}{0,926 \times 27 \times 5,65} = 130,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K. \sigma_s = 2,46 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- En Travée :

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} =, \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27} = 0,209 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,926 \\ K_1 = 53,03 \quad \longrightarrow \quad K = 0,018 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{27,75 \times 1000}{0,926 \times 27 \times 5,65} = 196,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K. \sigma_s = 3,53 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

XI.4.4.2 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur $L = 50\text{cm}$, soumise à une charge uniformément repartie.

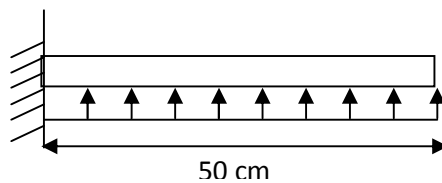


Figure X.II.4 Schéma statique du débord

1. Calcul des sollicitations

A l'ELU : $q_{um} = 101.31 \times 1 \text{ ml} = 101.31 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-101.31 \times 0.5^2}{2} = -12.66 \text{ KN.m}$$

A l'ELS: $q_{sm} = 46.95 \times 1 \text{ ml} = 46.95 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-46.95 \times 0.5^2}{2} = -5.86 \text{ KN.m}$$

2- Calcul des armatures :**a- Armatures principales**

$b = 1 \text{ m}$; $d = 47 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $f_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.66 \times 10^3}{100 \times 47^2 \times 14.2} = 0.004 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.004 \quad \eta_u = 0.998$$

$$A_u = \frac{M_u}{\eta_u \cdot d \cdot f_s} = \frac{12.66 \times 10^3}{0.998 \times 47 \times 348} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_U = 4\text{HA}14/\text{ml} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.12}{4} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

3- Vérification à l'ELU :**a- Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 47 \times 2.1}{400} = 5.67 \text{ cm}^2$$

$A_u = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,67 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

Donc on adopte $4\text{HA}14/\text{ml} = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

4- Vérification à l'ELS :

$$\eta = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.66}{5.68} = 2.23$$

$$\eta_s = 0.0004 \rightarrow r = 0.105 < \frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.23 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.86 \implies \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

X.II.4.4.2 Ferrailage de la nervure

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées

$h = 100 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

➤ **Détermination des efforts**

ELU : $q_u = 101,73 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = 46,95 \text{ KN/m}$

Remarque

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

a- Cas de chargement trapézoïdal

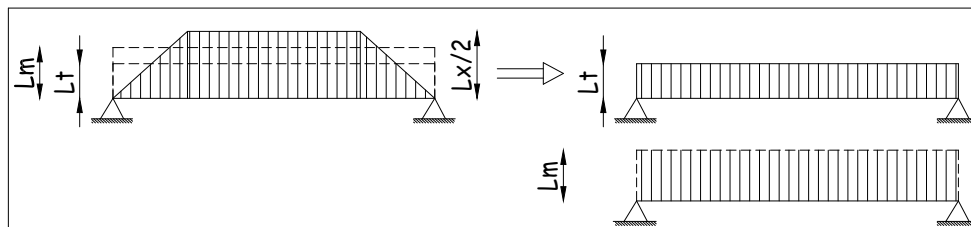


Figure VII.5Présentation des chargements simplifiés

• **Effort tranchant**

$$L_t = L_x \left(0,5 - \frac{x}{4} \right) \dots\dots(1)$$

• **Moment fléchissant**

$$L_m = L_x \left(0,5 - \frac{x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$$

b- Cas de chargement triangulaire

$$L_x = L_y \Rightarrow x = 1$$

• **Effort tranchant**

$$(1) \Rightarrow L_t = 0,25 \times L_x$$

• **Moment fléchissant**

$$(2) \Rightarrow L_m = 0,333 \times L_x$$

EXP :

$$l_m = 3,5 \left(0,5 - \frac{0,76^2}{6} \right) = 1,41$$

$$l_t = 3,5 \left(0,5 - \frac{0,76}{4} \right) = 1,08$$

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 101,73 \times 1,41 = 143,43 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 101,73 \times 1,08 = 109,86 \text{ KN/ml.}$$

Sens longitudinal :

ELU :

	Lx(m)	Ly(m)	x	qu(KN)	Lm(m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
AB, BC, FG, GH	3,5	4,6	0,76	101,73	1,41	1,08	143,43	109,86
CD, EF	4,2	4,6	0,91	101,73	1,66	1,25	168,87	127,16
DE	4	4,6	0,86	101,73	1,5	1,14	152,59	115,97

Tableau X.5.: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

	Lx(m)	Ly(m)	x	qu(KN)	Lm(m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
AB, BC, FG, GH	3,5	3,8	0,92	101,73	1,25	0,945	127,16	96,13
CD, EF	4,2	3,8	1,10	101,73	1,25	0,945	127,16	96,13
DE	4	3,8	1,05	101,73	1,265	0,95	128,68	96,64

Tableau XI.6. : Charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

ELS :

	Lx(m)	Ly(m)	x	qu(KN)	Lm(m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
AB, BC, FG, GH	3,5	4,6	0,76	46,95	1,41	1,08	66,19	50,70
CD, EF	4,2	4,6	0,91	46,95	1,66	1,25	77,93	58,68
DE	4	4,6	0,86	46,95	1,5	1,14	70,42	53,52

Tableau XI.7.: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

	Lx(m)	Ly(m)	x	qu(KN)	Lm(m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
--	-------	-------	---	--------	-------	--------	-----------	-----------

AB, BC, FG, GH	3,5	3,8	0,92	46,95	1,25	0,945	58,68	44,36
CD, EF	4,2	3,8	1,10	46,95	1,25	0,945	58,68	44,36
DE	4	3,8	1,05	46,95	1,265	0,95	59,39	44,60

Tableau XI.8 : charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

➤ **Les sollicitations de calcul :**

Pour les travées :

AB, BC, FG, GH: $q_u = 205,99 \text{ kN/ml}$, $q_s = 95,06 \text{ kN/ml}$

CD, EF: $q_u = 223,29 \text{ kN/ml}$, $q_s = 103,04 \text{ kN/ml}$

DE : $q_u = 212,61 \text{ kN/m}$, $q_s = 98,12 \text{ kN/ml}$

Sens transversal

ELU :

	Lx(m)	Ly(m)	x	q_u (KN)	Lm(m)	Lt (m)	q_u m (KN)	q_u t (KN)
1-2 et 6-7	4,2	4,6	0,91	101,73	1,41	1,08	143,43	109,86
2-3 et 5-6	4,2	3,8	1,1	101,73	1,66	1,25	168,87	127,16
3-4 et 4-5	4,2	3,5	1,2	101,73	1,5	1,14	152,59	115,97

Tableau XI.9.: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

	Lx(m)	Ly(m)	x	q_u (KN)	Lm(m)	Lt (m)	q_u m (KN)	q_u t (KN)
1-2 et 6-7	4	4,6	0,86	101,73	1,25	0,945	127,16	96,13
2-3 et 5-6	4	3,8	1,05	101,73	1,25	0,945	127,16	96,13
3-4 et 4-5	4	3,5	1,14	101,73	1,265	0,95	128,68	96,64

Tableau XI.10. : Charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

ELS

	Lx(m)	Ly(m)	x	q_u (KN)	Lm(m)	Lt (m)	q_u m (KN)	q_u t (KN)
1-2 et 6-7	4,2	4,6	0,91	101,73	1,41	1,08	143,43	109,86
2-3 et 5-6	4,2	3,8	1,1	101,73	1,66	1,25	168,87	127,16
3-4 et 4-5	4,2	3,5	1,2	101,73	1,5	1,14	152,59	115,97

Tableau XI.11.: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

	Lx(m)	Ly(m)	x	qu(KN)	Lm(m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
1-2 et 6-7	4	4,6	0,86	101,73	1,25	0,945	127,16	96,13
2-3 et 5-6	4	3,8	1,05	101,73	1,25	0,945	127,16	96,13
3-4 et 4-5	4	3,5	1,14	101,73	1,265	0,95	128,68	96,64

Tableau XI.12 : charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

Les sollicitations de calcul

Pour les travées :

- 1-2 , 6-7 : $q_u = 205,99 \text{ kN/ml}$ $q_s = 205,99 \text{ kN/ml}$
- 2-3 , 5-6 : $q_u = 223,29 \text{ kN/ml}$ $q_s = 223,29 \text{ kN/ml}$
- 3-4 , 4-5 : $q_u = 212,61 \text{ kN/ml}$ $q_s = 212,61 \text{ kN/ml}$

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

Sens longitudinal :

L'ELU :

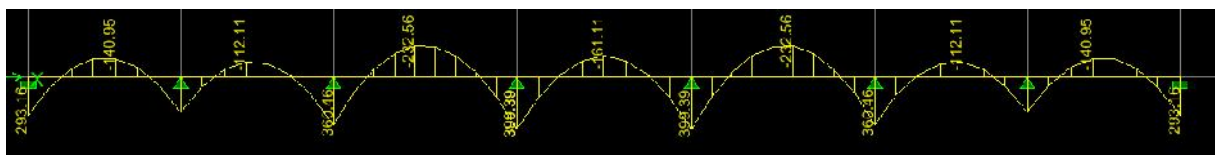


Figure XI.5 diagramme des moments fléchissant(ELU)



Figure XI.6 diagramme des efforts tranchants(ELU)

ELS :



Figure XI.8 diagramme des moments fléchissant(ELS)

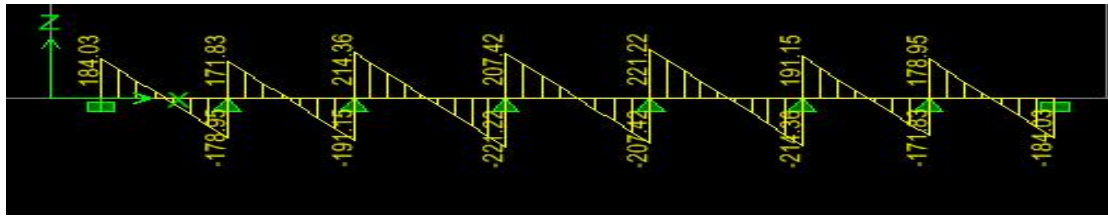


Figure XI.9 diagramme des efforts tranchants(ELS)

Sens transversal

L'ELU :

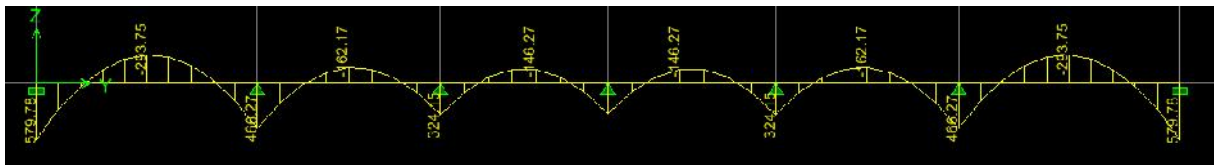


Figure XI.11 diagramme des moments fléchissant(ELU)

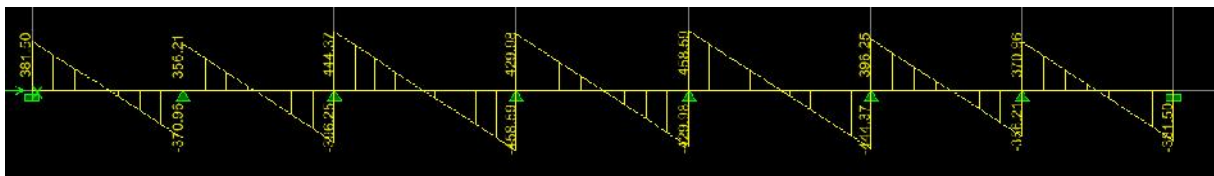


Figure XI.12 diagramme des efforts tranchants(ELU)

ELS

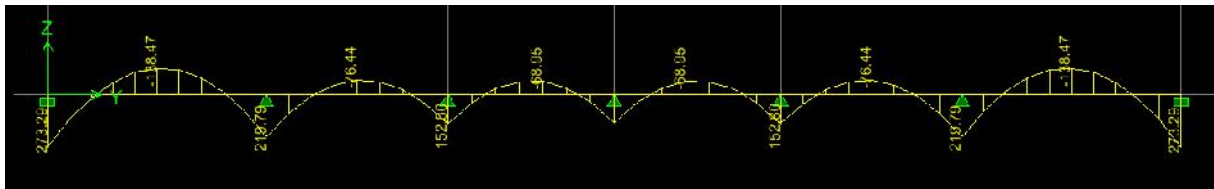


Figure XI.14 diagramme des moments fléchissant(ELS)

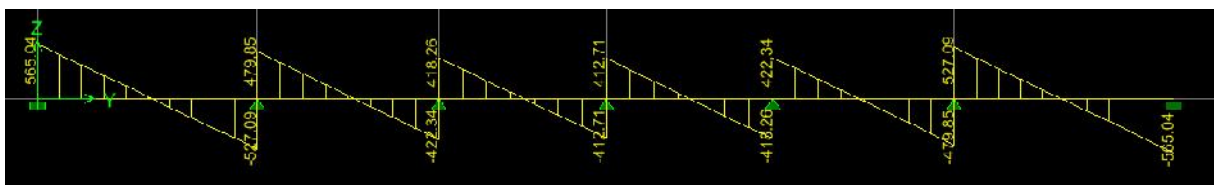


Figure XI.15 diagramme des efforts tranchants(ELS)

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

sens xx	Sens yy
$M_{tu}^{max} = 232.56 \text{ KN.m}$	$M_{tu}^{max} = 293.75 \text{ KN.m}$
$M_{au}^{max} = 399.39 \text{ KN.m}$	$M_{au}^{max} = 579.78 \text{ KN.m}$

$M_{ts}^{max} = 118.52 \text{ KN.m}$	$M_{ts}^{max} = 138.47 \text{ KN.m}$
$M_{as}^{max} = 203.55 \text{ KN.m}$	$M_{as}^{max} = 273.29 \text{ KN.m}$
$T_u^{max} = 458.59 \text{ KN}$	$T_u^{max} = 565.04 \text{ KN}$

Donc : $b = 50 \text{ cm}$ $d = 95 \text{ cm}$ $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ $f_s = 348 \text{ MPa}$

		M (KN.m)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	choix	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
X-X	Appuis	399,39	0,062	SSA	0,968	12,48	4HA20	12.56	17
	Travée	232,56	0,036	SSA	0,982	7,16	4HA20	12.56	17
Y-Y	Appuis	579,78	0,090	SSA	0,95	18,40	4HA20+4HA16	20,6	17
	travée	293,75	0,046	SSA	0,976	9.10	4HA20	12.56	17

➤ **Vérification à ELU :**

a-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1)

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 0.5 \times 0.95 \times 2.1}{400} \times 10^4 = 5,735 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

b-Armatures transversales

• **Diamètre minimal**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier

$$t = \frac{1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ mm}$

• **Espacement des armatures**

Zone nodale

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \right\} = \min \{25; 24\} = 24 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante

$$S_t = \frac{h}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

• **Armatures transversales minimales**

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,5 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4HA10 = 3,12 \text{ cm}^2$ (1 cadres+ 1 étrier).

c-Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{Mpa} \right\} = 2.5 \text{Mpa}$$

Sens XX : $\tau_u = \frac{458,59}{50 \times 95} \times 10 = 0,96 \text{ Mpa} < \tau_u = 2,5 \text{Mpa} \implies \text{Condition vérifiée}$

Sens YY : $\tau_u = \frac{565,04}{50 \times 95} \times 10 = 1,189 \text{ Mpa} < \tau_u = 2,5 \text{Mpa} \implies \text{Condition vérifiée}$

➤ **Vérifications à l'ELS :**

a- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_c}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = \min \{ 266,66; 201,6 \} = 201,6 \text{Mpa}$$

$$b = \frac{st}{k_1} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{Mpa} \quad \text{avec} \quad s = \frac{M_s}{d \cdot A_s}$$

$$= \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

	zone	M _s Kn.m	r ρ	α β	k	σ _s (Mpa)		σ _b (Mpa)		Obs OK
						σ _s	σ _b	σ _b	σ _b	
xx	App	203.55	0.18	0.93	56.43	183.43	201,6	3.30	15	OK
	Trav	118.32				106.62	201,6	1.88	15	
yy	App	273.29	0.30	0.913	42.47	152.95	201,6	3.6	15	
	Trav	138.47	0.18	0.93	56.43	124.78	201,6	2.21	15	

b- Armatures de peau (Art4.5.34/BAEL91)

Des armatures dénommées «**armatures de peau**» sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{cm}^2 \times 1}{1 \text{m}} = 3.00 \text{cm}^2$$

Soit donc **4HA12**.

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 utilisé 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 vrai comportement de la structure.

Les difficultés rencontrées au cours de ce projet, nous ont conduites 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 a permis aussi de connaître les différents systèmes de contreventement et les joindre aux genres de constructions qui lui sont adéquats (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.

Enfin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus pour les promotions futures.