

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri - Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département du Génie Civil



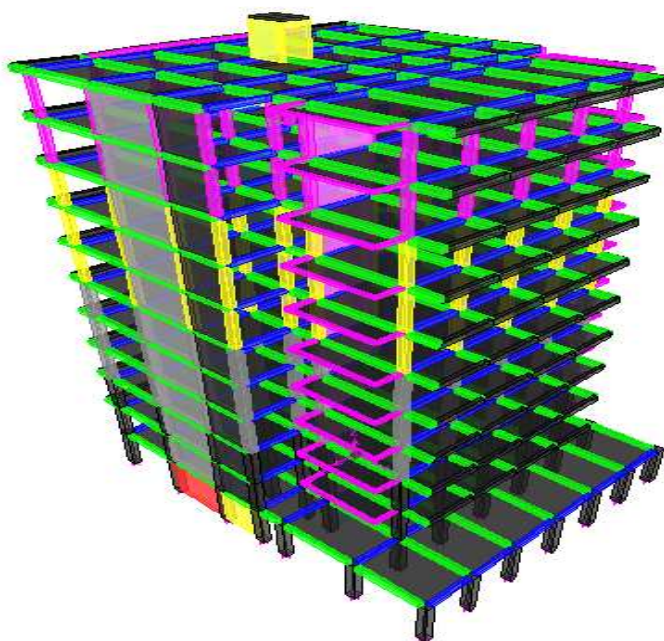
Mémoire de fin d'Etudes



En vue de l'obtention du diplôme de Master professionnel
En Génie civil
Option : Construction civile et industrielle

Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation et
commercial, contreventé par voiles et portiques.

Application de l'ETABS



Encadré par :

Mme BOUZELHA Karima

Réalisé par :

M^{elle} IMEDNI SAMIA

Promotion : 2012/2013



Dédicace

♣ *Je dédie ce modeste travail à :*

*Spécialement à la plus belle femme du monde : **Yemma**, qui m'a toujours soutenue et été à mes côtés, durant toute ma vie.*

♣ *A mon très cher père : qui m'a guidé et encouragé à suivre le bon chemin. Je vous dis merci, que dieu vous garde.*

♣ *A mes très chères Frères : Salah, Karim, Amar, Ramande, Tarik et mon adorable Nassim.*

♣ *A très chères Sœurs : Kamelia, Hassina et son mari **ABDI** Karim et ces enfants : Achour, Fafi et Sami.*

♣ *A **Mme ASTIT Kahina** et son fils, m'a très chère et adorable sœur qui m'a soutenue durant toute ma vie.*

♣ *A **M^r ASTIT Norrdine** qui m'a soutenue et m'a portée une aide considérable, je vous remercie.*

♣ *A mon très chère fiancé, **M^r MEKDAM M'hana** je le remercie profondément pour sa patience, son soutien et encouragement pour mener à bien mon mémoire et réussir.*

♣ *A ma belle famille.*

♣ *A toutes mes ami(e)s et particulièrement: Karima (Je te remercie), Saliha (que j'adore), zohra, Dorya, Fazia, Louiza, et Mira.*

♣ *A tous ceux qui m'aimes.*

Remerciements

Je tiens, en premier lieu, à remercier ma promotrice **M^{me} HAMMOUM née BOUZELHA Karima** pour ces conseils et orientations qui m'ont été d'un apport précieux durant l'élaboration de mon projet de fin d'étude.

Je remercie chaleureusement les membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Mes remerciements vont également à mes enseignants qui m'ont guidé et orienté tout au long de mon cursus, ainsi qu'au personnel de la bibliothèque.

A mes amis, à mes camarades de promotion, et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

SOMMAIRE

Chapitre 1 : Présentation et description de l'ouvrage

1.1. Présentation de l'ouvrage	1
1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	1
1.3. Eléments de la structure.....	2
1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
1.4.1 Le béton.....	3
1.4.2 L'acier	7
1.5. Protection d'armatures	10

Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments

2.1. Les Planchers	11
2.2. Les Poutres.....	13
2.3. Les Voiles	14
2.4. Détermination des charges et surcharges.....	16
2.5. L'acrotère.....	18
2.6. Les Poteaux.....	18

Chapitre 3 : Calcul des éléments

3.1. Calcul de l'acrotère.....	24
3.2. Calcul des planchers en corps creux	31
3.3. Calcul les portes à faux.....	48
3.3.7. Etude de la poutre de chainage	54
3.4. Calcul la dalle de dalle pleine de la salle machine	60
3.5. Calcul de l'escalier	69
3.6. Calcul de la poutre palière	88

Chapitre 4 : Etude du Contreventements

4.1 Caractéristiques géométriques des portiques.....	88
4.2 Caractéristiques géométriques des voiles	99
4.3 Calcul des inerties fictives des portiques.....	104

4.4 Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher	106
4.5 Interprétation des résultats	111
4.6 Calcul du centre de torsion	112
4.7 Calcul du centre de masse.....	117
4.8 Calcul des excentricités	139

Chapitre 5 : Modélisation de la Structure et vérification des exigences

du RPA	141
5.1 Description de l'ETABS	141
5.2 Etape de modélisation	142
5.3 Vérification des résultats selon les exigences du RPA	155

Chapitre 6 : Ferrailage des Poteaux-Poutre

6.1 Ferrailages des poutres.....	162
6.4 Ferrailages des poteaux.....	175

Chapitre 7 : Ferrailage des voiles

7.1 Exposer de la méthode	185
7.2 Vérification à l'ELS	189

Chapitre 8 : Etude de l'infrastructure

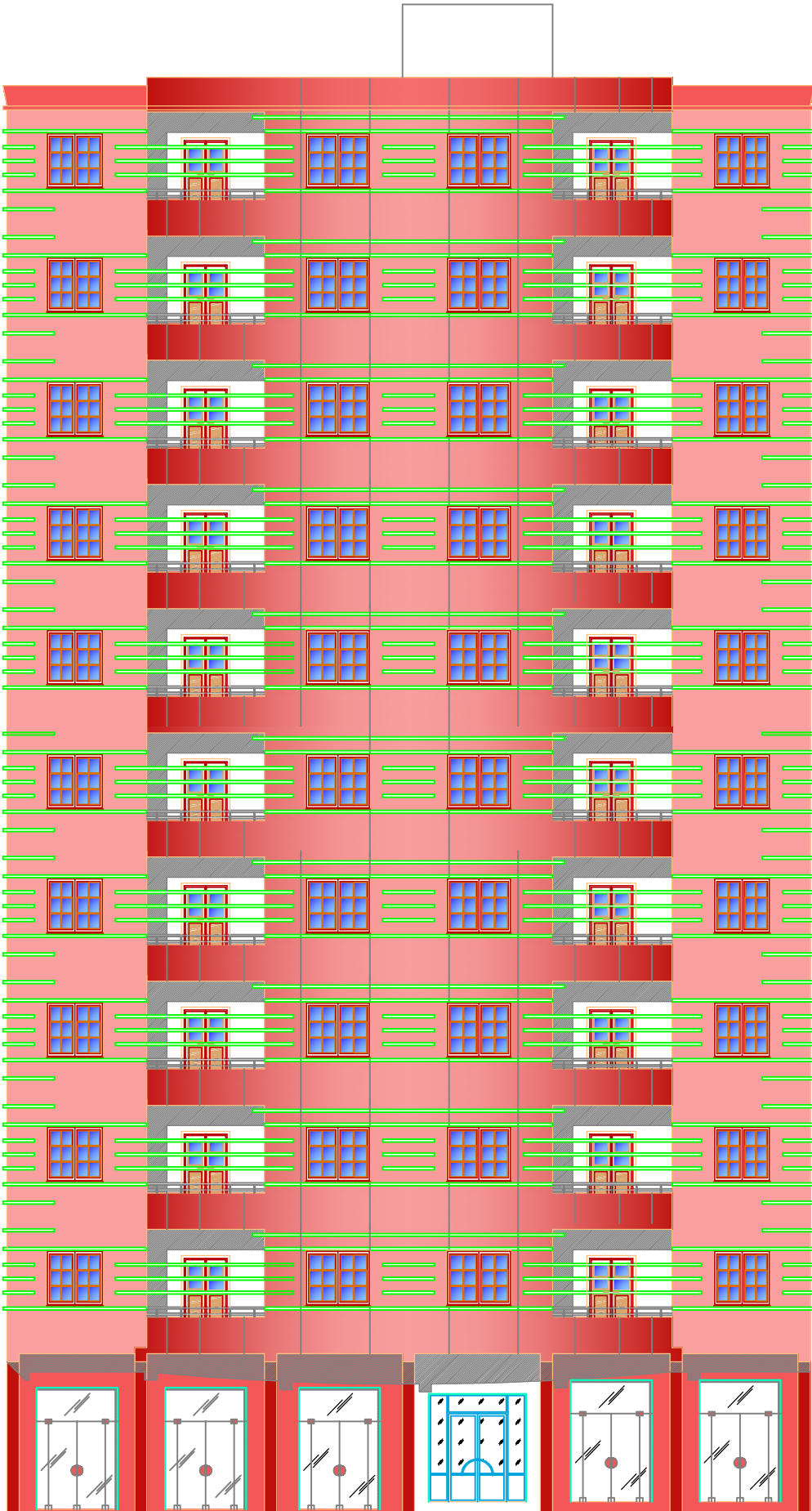
8.1 Détermination de la contrainte admissible du sol	196
8.2 Choix du type de fondation.....	197
8.3 Dimensionnements des semelles continues	197
8.4 Etude du radier	200

Conclusion générale

Références bibliographiques

ANNEXES

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



Facade Principale

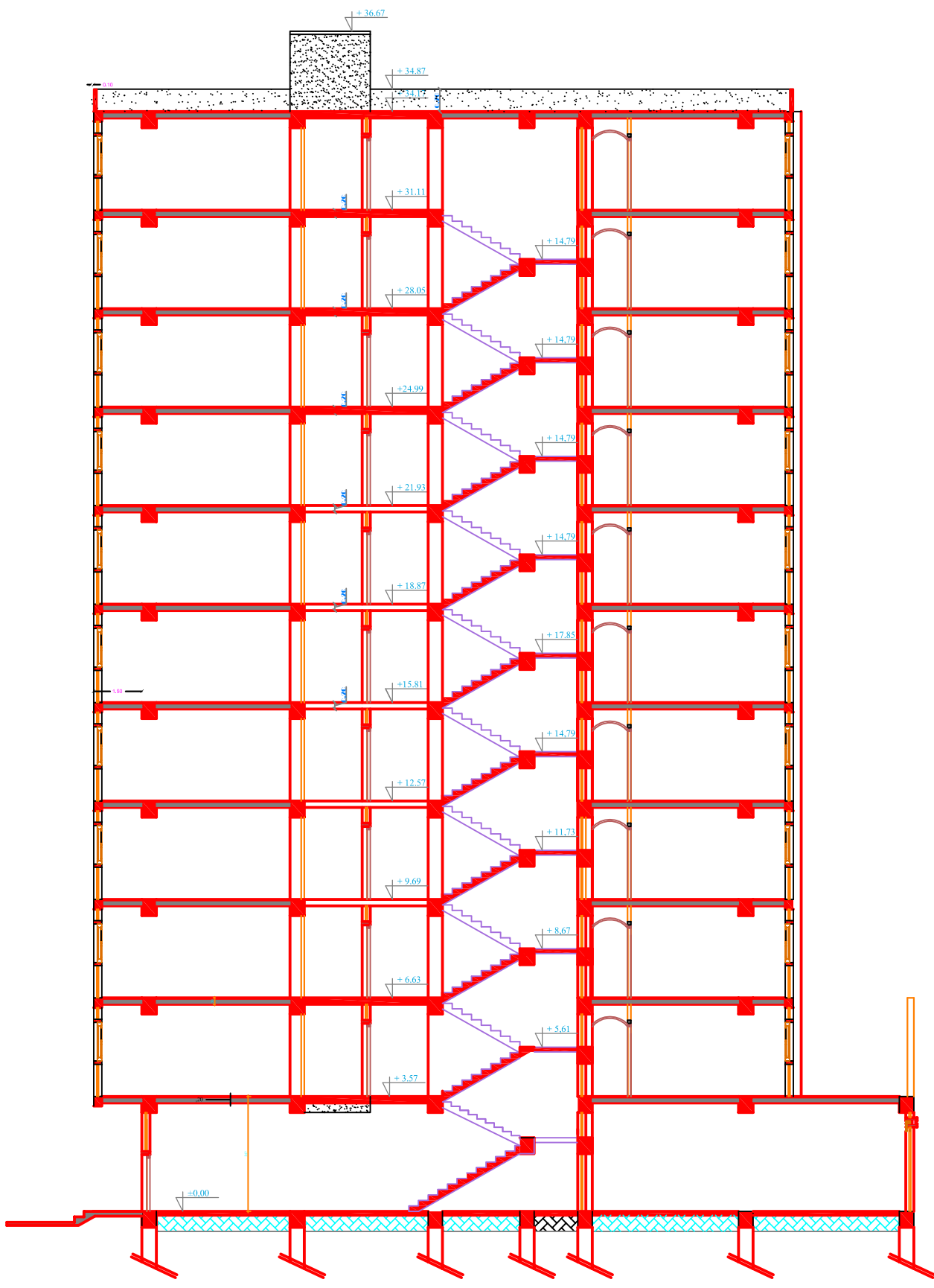
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

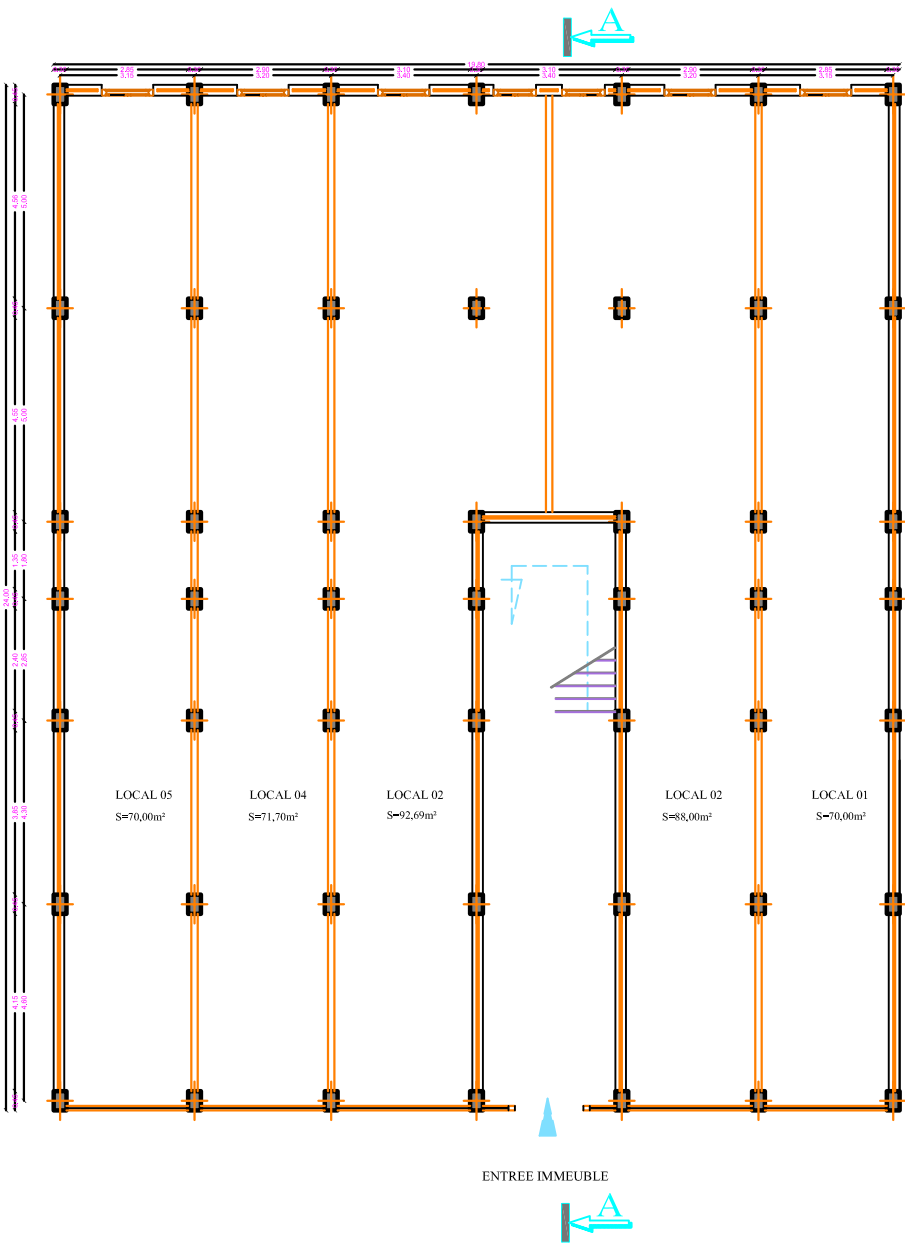
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



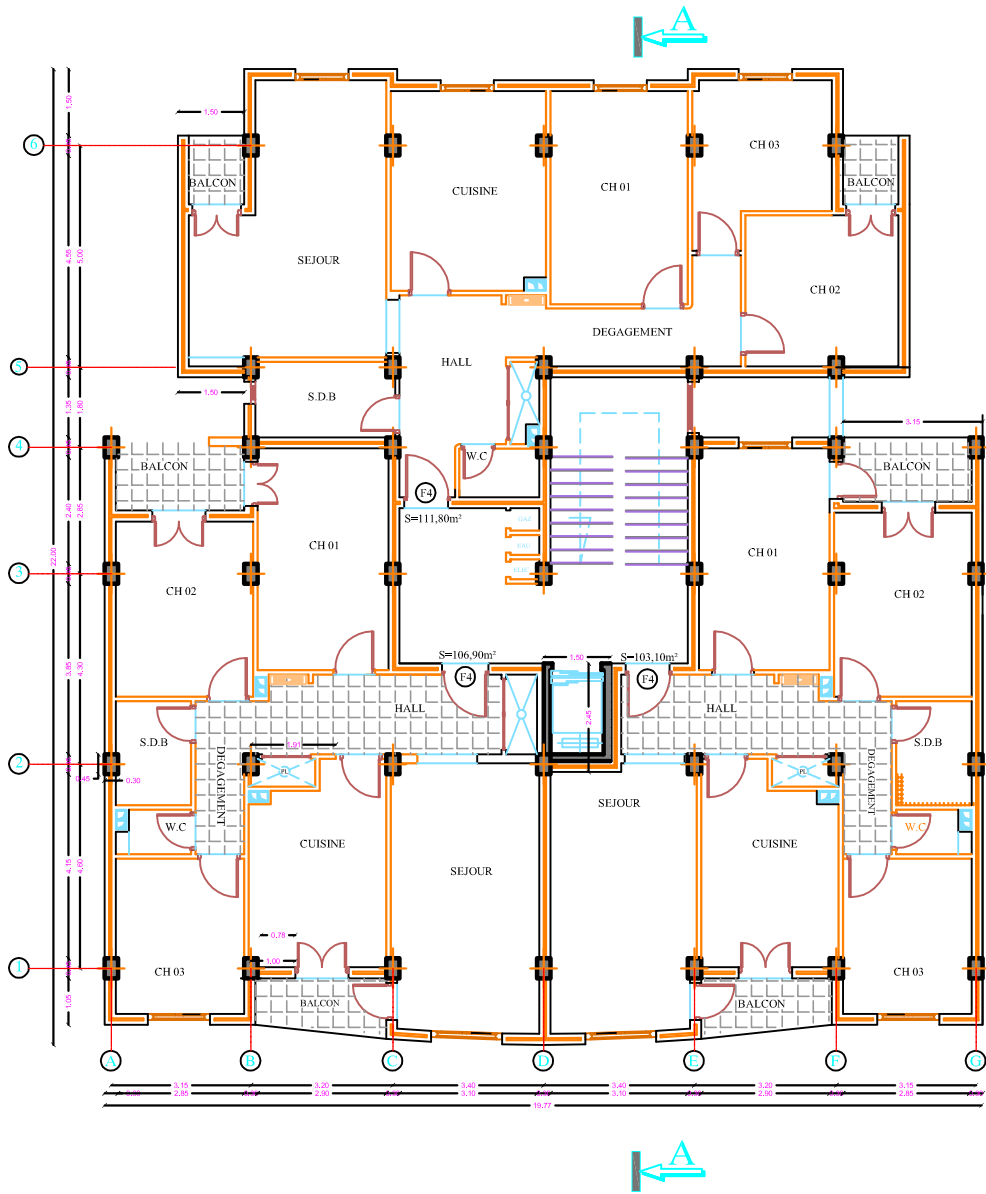
Coupe AA

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

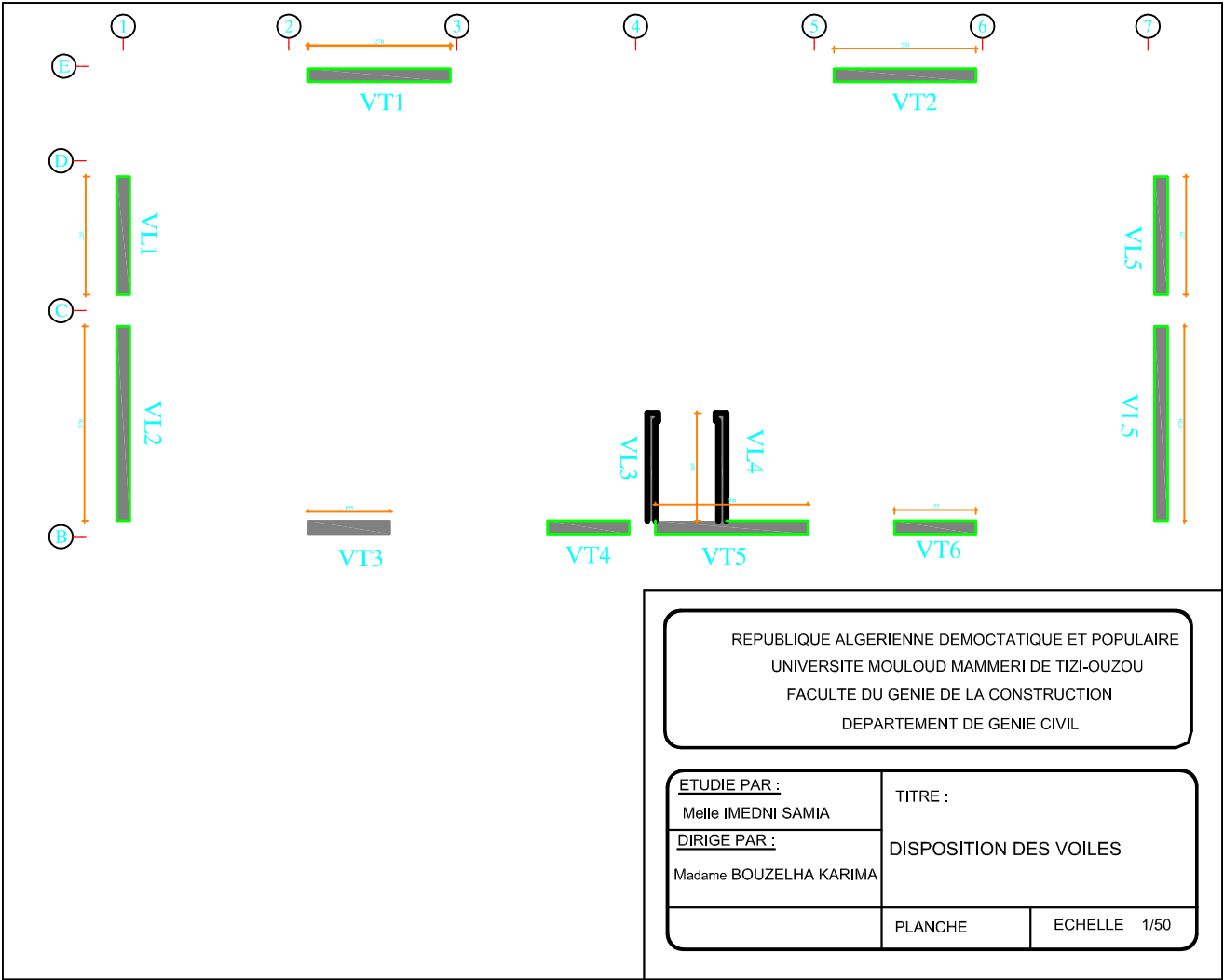


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



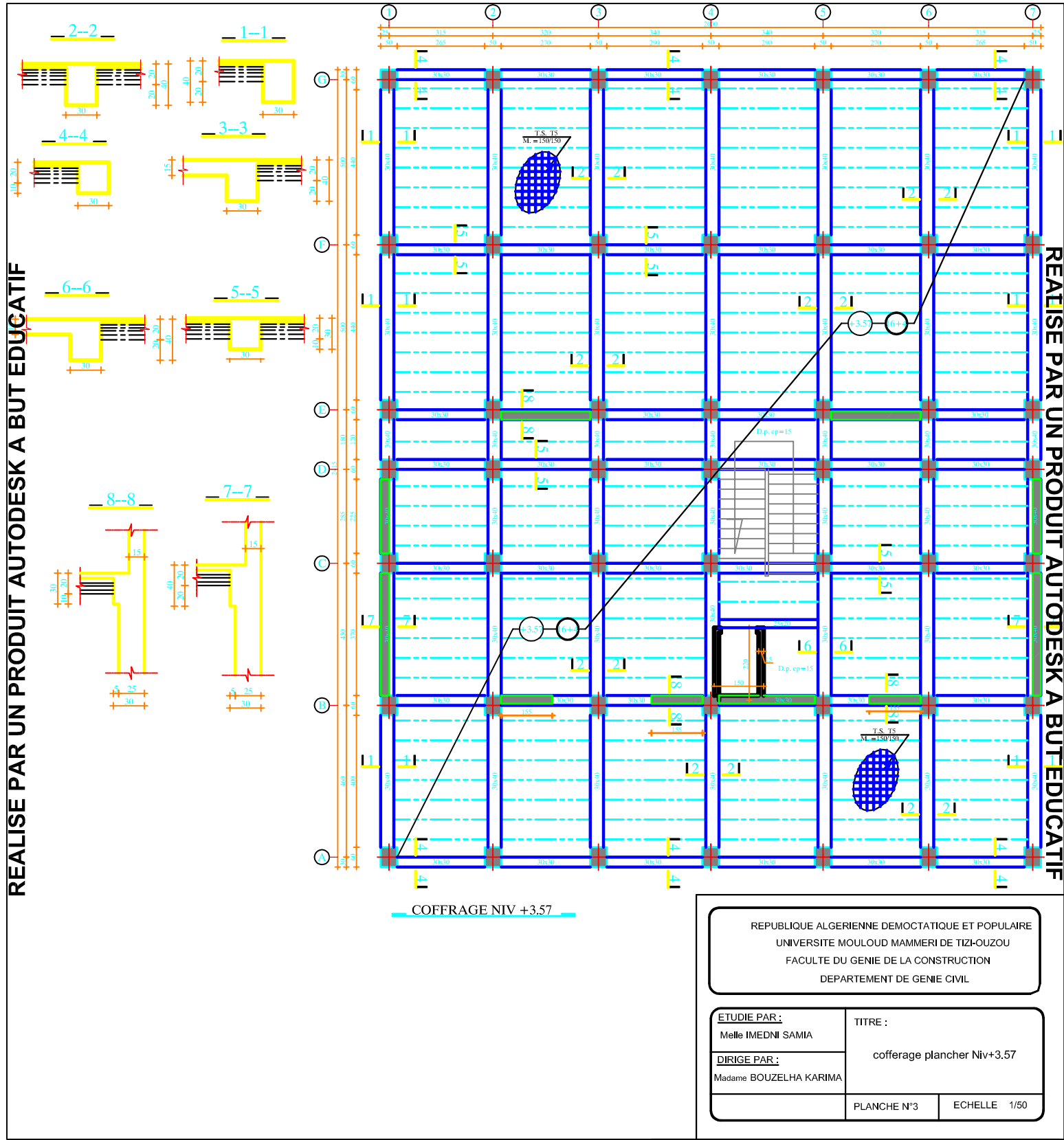


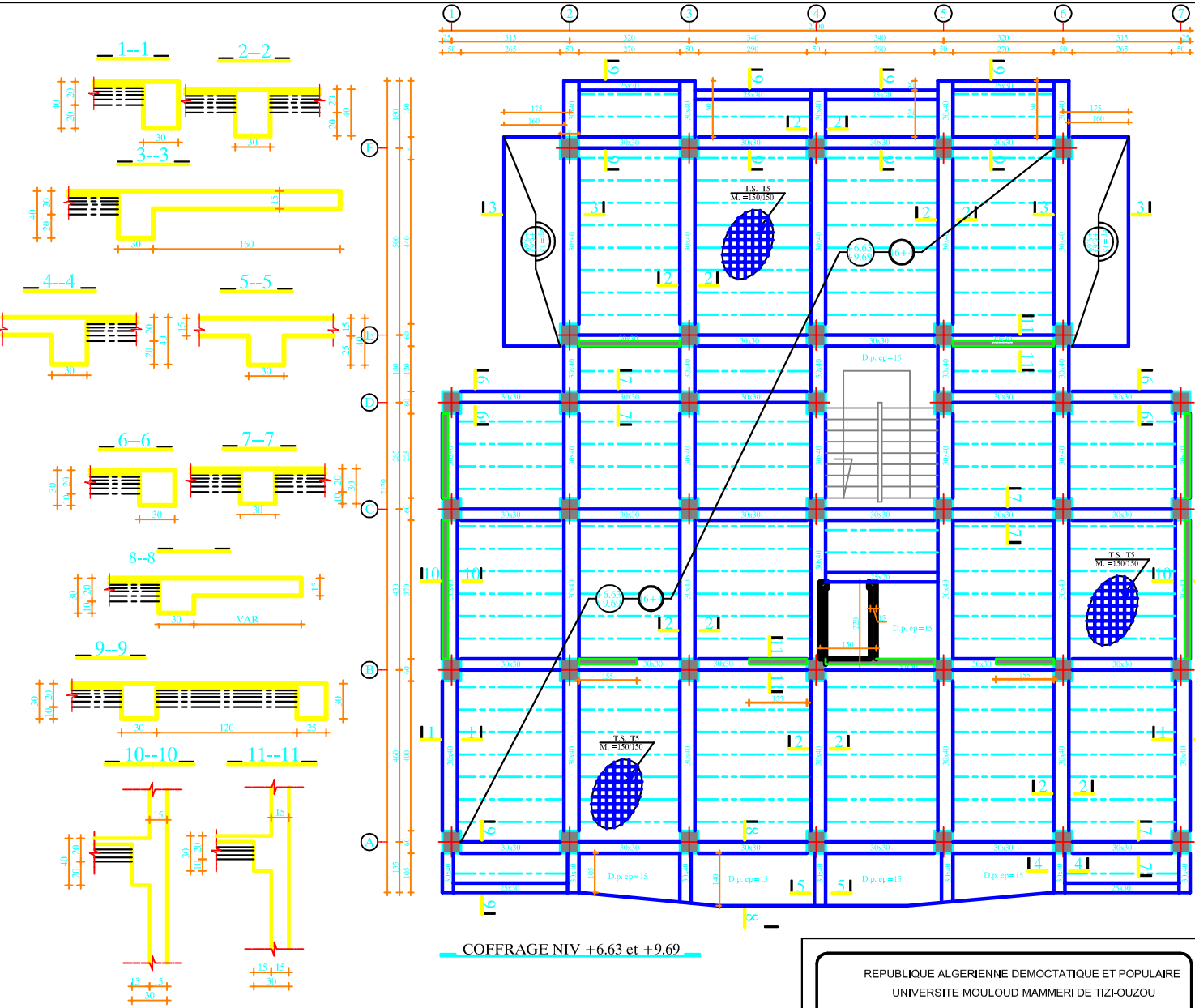
PLAN ETAGE COURANT



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

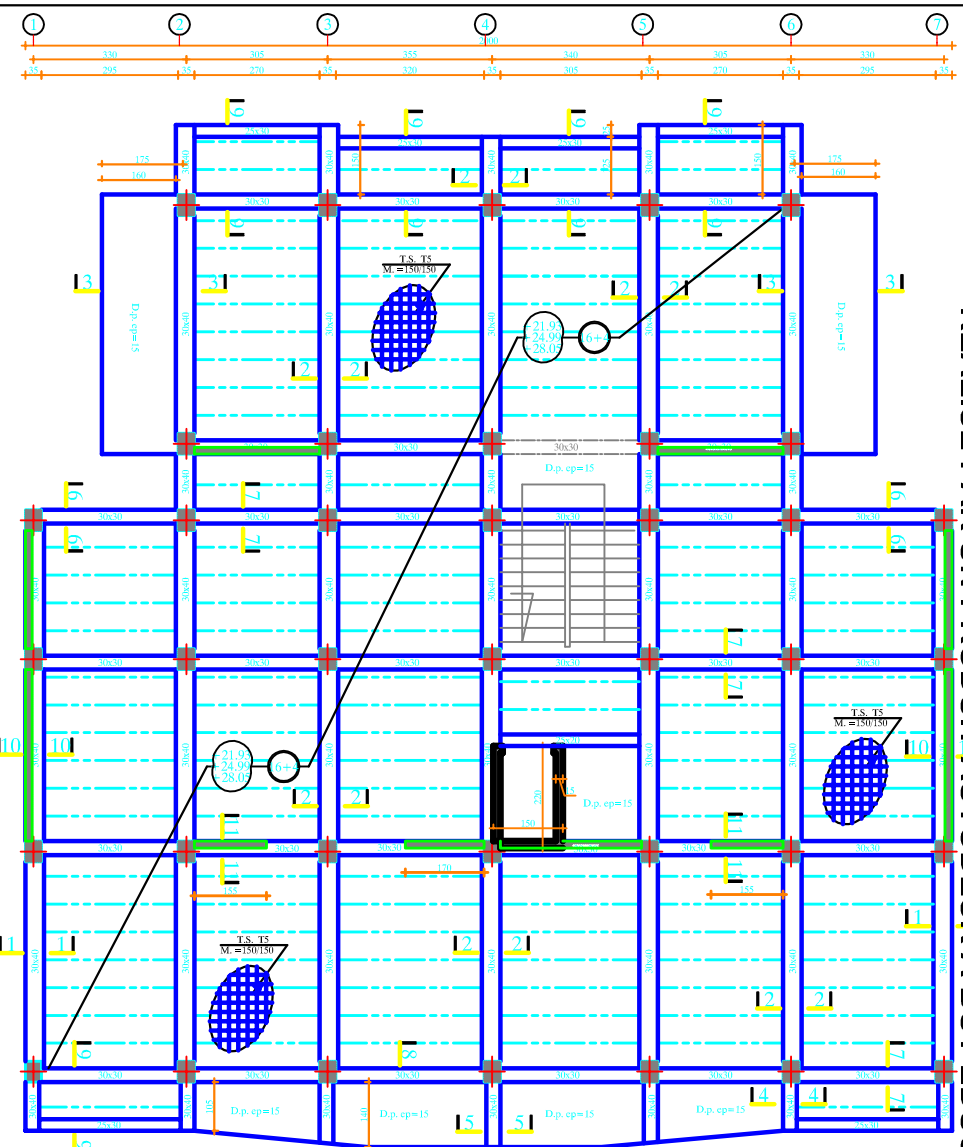
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF





REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

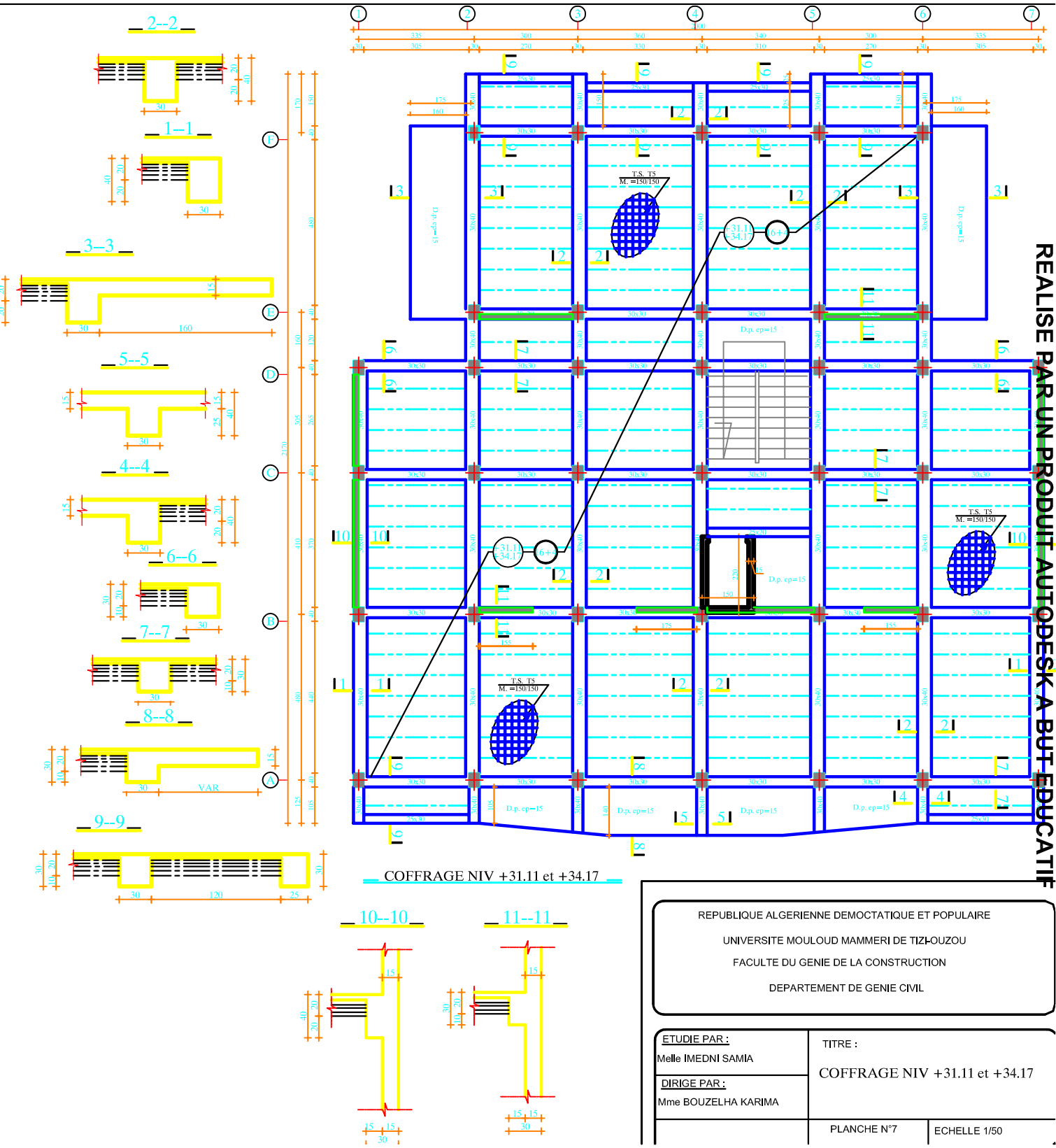




REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ECHELLE 1/50



Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage à étudier et les principales caractéristiques des matériaux utilisés, enfin les dimensions adoptées pour conduire les calculs réglementaires.

1.1 Présentation de l'ouvrage

La structure qui fait l'objet de notre étude nous a été confiée par le bureau d'étude **SAZA** (Société Civile Professionnelle d'Architectes). L'ouvrage représente un bâtiment (R+10) à usage d'habitation et commercial, implanté à Krim BELKACEM (dans la wilaya de Tizi-Ouzou). La zone d'étude est classée selon le **(RPA 99, addenda 2003)** zone de moyenne sismicité **IIa**. La structure est composée :

- d'un RDC destiné à des locaux,
- de 10 étages à usage d'habitation,
- d'une terrasse inaccessible,
- d'une cage d'escalier,
- et d'une cage d'ascenseur.

Notons que l'étude sera effectuée conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- Règlement Parasismique Algérien **(RPA 99, addenda 2003)**,
- Document technique réglementaire **(DTR B.C .2.2)** et
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites ultimes -**BAEL 99 réviser 99**.

1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

♦ Hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère)	36.67 m
RDC	
♦ Longueur	24.15 m
♦ Largeur	20.00 m
♦ Hauteur	3.57m
Etages courants	
♦ Longueur	20.15 m
♦ Largeur	20.00 m
♦ Hauteur	3.06 m

1.3- Eléments de la structure

1.3.1 Ossature

Le bâtiment est à ossature mixte. Il est composé de poteaux et de poutres formant un système de portique et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinal et transversal formant ainsi un système de contreventement rigide ; assurant la stabilité de l'ouvrage.

1.3.2 Planchers

Les planchers sont des aires planes qui limitent les étages et supportant les revêtements et surcharges. Il assure deux fonctions principales :

fonction de résistance mécanique : Les planchers sont supposés infiniment rigides dans le plan horizontal. Ils supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure toute les charges permanentes et surcharges.

fonction d'isolation : les planchers assurent la fonction d'isolation acoustique et phonique des différents étages.

Dans notre cas, les planchers sont réalisés en corps creux.

1.3.3 Balcons

Les balcons dans notre bâtiment seront réalisés en corps creux et en dalle pleine.

1.3.4 Escaliers

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier. Les escaliers sont de type droit, de deux volets pour tous les étages courants. Ils seront en béton armé coulé sur place.

1.3.5 Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulé sur place.

1.3.6 L'acrotère

Au niveau de la terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 70cm hauteur.

1.3.7 Maçonnerie deux types de murs se présentent dans notre structure :

les murs extérieurs sont constitués d'une double cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur et d'une lame d'air de 5cm,

les murs intérieurs sont en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

1.3.8 Revêtements

Ils seront réalisés en :

- ♦ mortier de ciment de 3cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures,
- ♦ enduits de plâtre de 2cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds,
- ♦ carrelage pour les plancher et escalier (2 à 3 cm),
- ♦ et faïence pour les murs des salles d'eau.

1.3.9 Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

1.4 Caractéristiques mécaniques de matériaux

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles **(BAEL, 91)** et aux règles parasismiques algériennes **(RPA, addenda 2003)**.

1.4.1 Le Béton

Le béton est un mélange optimal de liant (ciments artificiels), de granulats (sables, gravillons, graviers...) d'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...). Il sera dosé à 350 kg/m^3 de ciment (CPJ).

a-résistance caractéristique du béton a la compression f_{cj}

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28} . Celle-ci est obtenue après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm.

Note : 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. Pour $j \leq 28$ jours elle est déterminée et calculée comme suit **(BAEL91/A.2.1,11)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}, \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} > 40 \text{ MPa}. \end{array} \right\}$$

b-Résistance caractéristique à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante (BAEL91/A.2.1,12) :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, ce qui donne $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

c-Contraintes limites du béton

Tous les calculs à effectuer au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. On distingue :

L'état limite ultime (ELU) : correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit

- équilibre statique,
- résistance des matériaux de la structure,
- stabilité de forme.

L'état limite de service (ELS) : constitue les fonctions au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ces éléments ne sont plus satisfaites, soit :

- d'ouvertures des fissures,
- déformation d'élément porteur,
- compression et flexion.

c-1 Contrainte de compression

• Etat limite ultime [ELU]

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous (BAEL91/A4.3, 41) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} [\text{MPa}]$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

θ : Coefficient de durée d'application des l'actions considérées :

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

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

$\theta = 0.85$ si la durée d'application est $< 1\text{h}$.

▪ Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 14.2 \text{ [MPa]}$

▪ Pour $\gamma_b = 1.15$:

$\theta = 0.9$, on aura $f_{bu} = 20.53 \text{ [MPa]}$

$\theta = 0.85$, on aura $f_{bu} = 21.74 \text{ [MPa]}$

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

$tg\alpha = E_b$ = module d'élasticité.

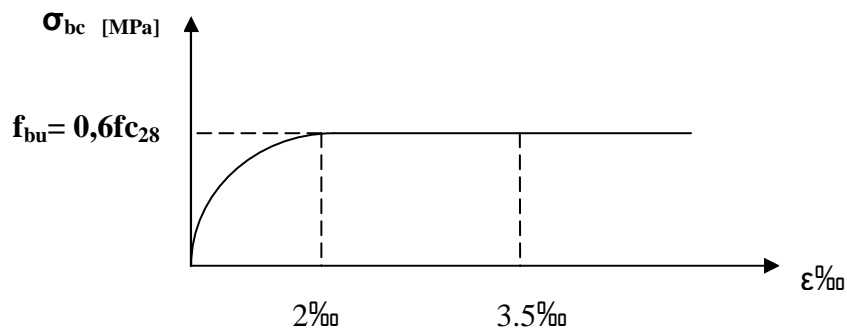


Figure 1.1 : Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU

- **Etat limite de service [ELS] (BAEL91/A.4.5,2)**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} [Mpa]$$

donc : La contrainte de compression a l'ELS est égale : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

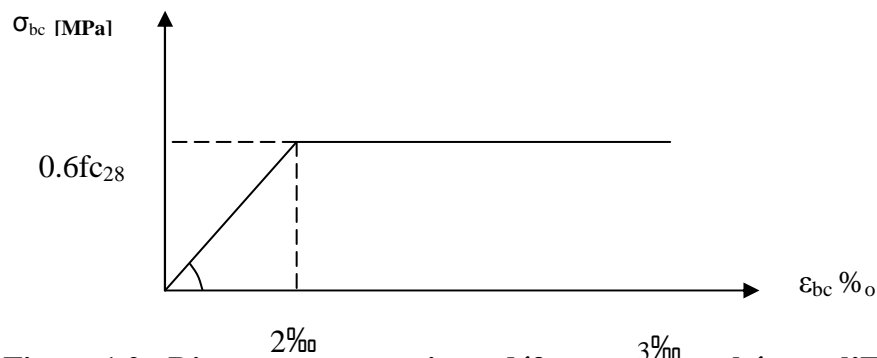


Figure 1.2 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

c-2 Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1, 21]

La contrainte de cisaillement est donnée par la relation suivante :

$$\tau_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 \times f_{c28}}{\sigma_h}, 5 \text{ MPa} \\ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\sigma_h}, 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible,} \\ \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array}$$

d- Module d'élasticité longitudinal

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- **Module d'élasticité instantané du béton [BAEL/ A2.1, 21]**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

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

Pour $f_{c28}=25 \text{ [MPa]}$ \longrightarrow $E_{i28}=32164.20 \text{ [MPa]}$

- **Module de déformation longitudinale différée du béton [BAEL/ A2.1, 22]**

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

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

Pour $f_{c28}=25 \text{ [MPa]}$ \longrightarrow $E_{v28}=10819 \text{ [MPa]}.$

- **Module de déformation transversal [BAEL91/A.2.1,3]**

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

Coefficient de poisson ν : C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales.

$$\begin{cases} \nu = 0.2 & \text{à l'état limite de service,} \\ \nu = 0 & \text{à l'état limite ultime.} \end{cases}$$

1.5-L'acier

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A). Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

aciers à haute adhérence [**feE400**].....**fe = 400 MPa**,
treillis soudés [**TL 520**]..... **fe = 520 MPa**.
fe : limite d'élasticité de l'acier.

Remarque : Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

- **Module de déformation longitudinal**

$E_s = 200000 \text{ MPa}$, Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier

- **Contraintes limites**

❖ **à l'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3]**

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\bar{\sigma}_{st}$: contrainte admissible d'élasticité de l'acier,
- f_e : limite d'élasticité garantie,
- γ_s : coefficient de sécurité.

avec $\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s=1,15 & \text{situation courante,} \\ \gamma_s=1,00 & \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$

Tableau 1 : contrainte limites ELU, ELS.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 520 \text{ MPa}$

❖ à l'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3]

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

• **Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32]**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :

Les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations. Dans ce cas, aucune vérification n'est à effectuer.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

• **Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33]**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments de la structure sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

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

- **Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34]**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

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

- η est le coefficient de fissuration

{	$\eta = 1$; pour les RL, $\eta = 1.3$; pour les HA ($\phi \geq 6 \text{ mm}$), $\eta = 1.6$; pour les HA ($\phi < 6 \text{ mm}$).
---	--

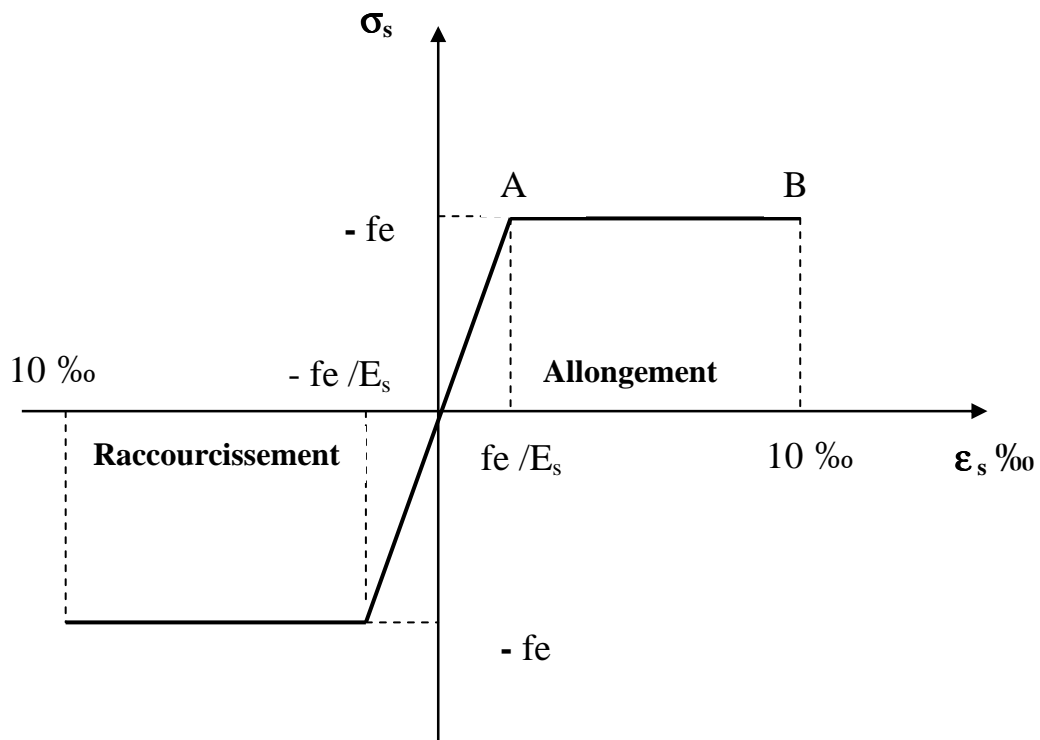


Figure 1.3 : Diagramme de contrainte déformation de l'acier

1.6 Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.]

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

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

Conclusion :

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

Introduction

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au prédimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction. Ce prédimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- Le RPA 99
- Le CBA 93
- Le BAEL 91

2.1 Les planchers

2.1.1 Corps creux

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{Art B 6-8-424/BAEL91Revisé 99})$$

avec

- h_t : épaisseur du plancher,
- L_{\max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas nous avons :

$$L_{\max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \implies h_t \geq \frac{315}{22,5} \geq 13,77 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = (16 + 4) \text{ cm}$

épaisseur du corps creux = 16 cm

épaisseur de la dalle de compression = 4 cm

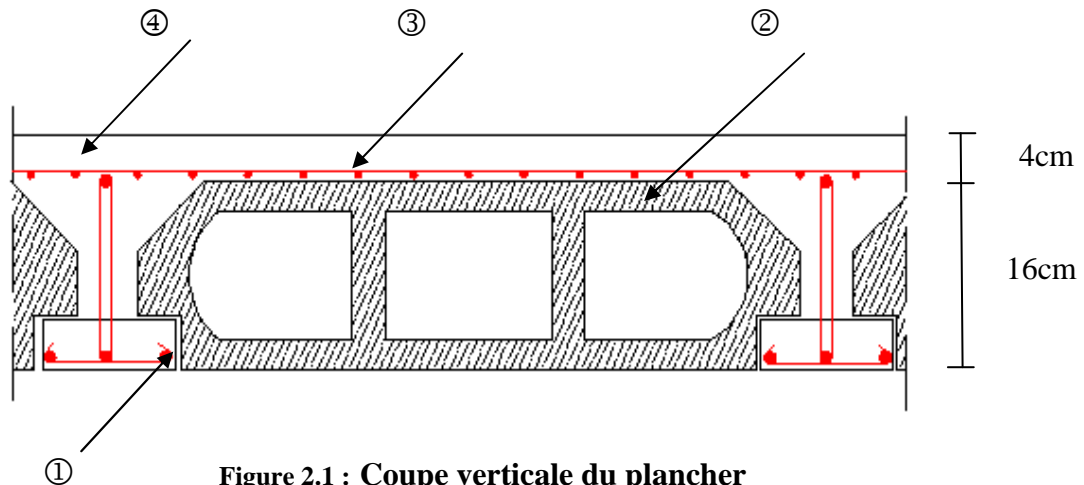


Figure 2.1 : Coupe verticale du plancher

① - Poutrelle

③ - Treillis soudé

② - Corps creux

④ - Dalle de compression

2.1.1 Dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

- la résistance à la flexion,
- l'isolation acoustique,
- la Résistance au feu.

❖ Résistance à la flexion

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

$$e \geq L_0 / 10$$

L_0 : portée libre, e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.50m$$

$$e \geq 1.50/10 = 0.15m = 15 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15 cm.

❖ Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

❖ La Résistance au feu :

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à **11cm**.

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de 15 cm

2.2 Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, telles que :

h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre

L : portée maximum entre nus d'appuis

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1)

$$b > 20 \text{ cm} ; h \geq 30 \text{ cm} ; h/b < 4$$

2.2.1 Poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

$$L = 500 - 25 = 475 \text{ cm}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \Rightarrow 31,66 \text{ cm} \leq h \leq 47,5 \text{ cm},$$

On opte pour : **h = 40 cm**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm},$$

On opte pour : **b = 30 cm.**

Vérification des conditions sur RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.33 < 4 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Section adoptée

Poutres principales PP \longrightarrow **(30x40) cm²**

2.2.2 Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

$$L = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$$

$$\frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \Rightarrow 21 \text{ cm} \leq h \leq 31,5 \text{ cm}$$

On opte pour : **h = 30 cm**

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On opte pour : **b = 30 cm**

Vérification des conditions sur RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.16 < 4 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Section adoptée

Poutres secondaires PS \longrightarrow **(30x30) cm²**

2.3 Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place qui ont pour fonction principale d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le prédimensionnement des voiles se fera conformément à l'**Article 7.7.1** du RPA99 version 2003 qui définit ces éléments comme satisfaisant la condition $L \geq 4 e_p$

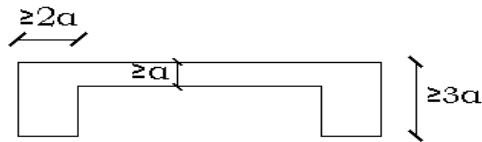
e_p : épaisseur des voiles,

L : longueur minimal des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

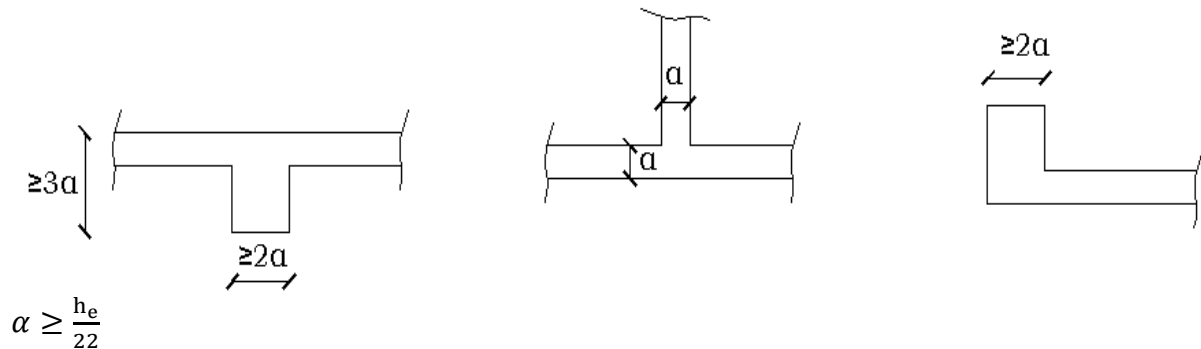
$$e_p \geq \max \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} = \frac{h_e}{20}$$

1er cas :

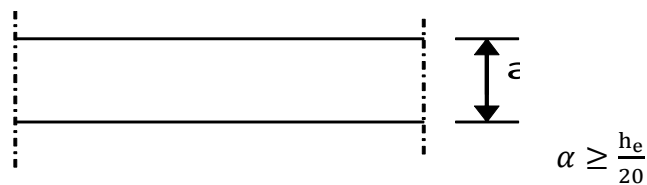


$$\alpha \geq \frac{h_e}{25}$$

2eme cas :



3eme cas :



Dans notre cas, on prend

pour le RDC : $357 - 20 = 337$ cm, $e \geq 337/20 = 16.85$ cm,

pour l'étage courant : $306 - 20 = 286$ cm, nous donne $e \geq 286/20 = 14.3$ cm.

20cm : hauteur du plancher (16+4)

Nous adopterons ceci :

les voiles RDC une épaisseur de **$e_p=25$ cm,**

les voiles étage courant une épaisseur de **$e_p=15$ cm,**

donc

$$L \geq 4x_{ep} = 4 \times 15 = 60 \text{ cm pour l'étage courant}$$

$$L \geq 4x_{ep} = 4 \times 25 = 100 \text{ cm pour le RDC}$$

2.4 Détermination des charges et surcharges

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

2.4.1 Charges permanentes

Plancher en corps creux de la terrasse

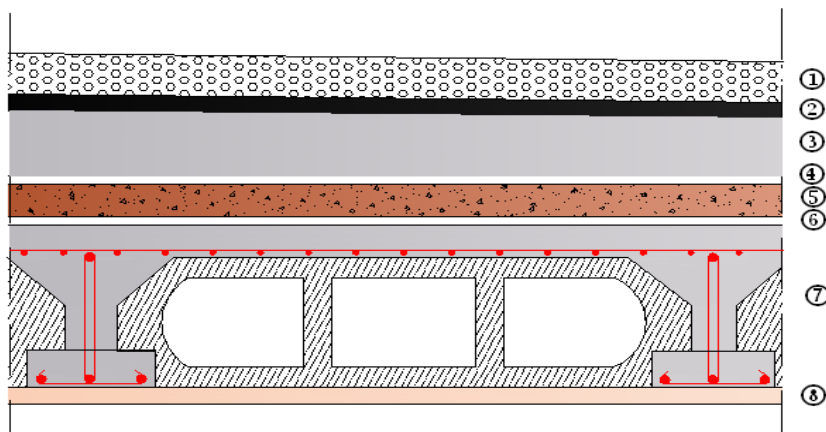
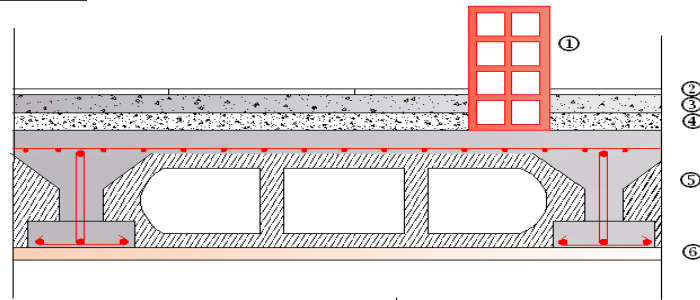


Figure 2-2 : coupe verticale du plancher corps creux terrasse

Tableau 2-1 : Charges revenant au plancher corps creux terrasse

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1,00
②	Etanchéité multicouches	2	-	0,12
③	Forme de pente en béton	8	25	2,00
④	Feuille de polyane	-	-	0.01
⑤	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
⑥	Feuille de polyane	-	-	0.01
⑦	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
⑧	Enduit de plâtre	2	1	0,20
$G_{pt1} = 6,35 (KN / m^2)$				

Plancher étage courant**Figure 2-3 : coupe du plancher corps creux étage courant****Tableau 2.2 : Charges revenant au plancher corps creux étage courant**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	0,9
②	Revêtement en carrelage	2	20	0,40
③	Mortier de pose	3	22	0,66
④	Couche de sable	3	18	0,54
⑤	Plancher en corps creux	16+4	-	2,80
⑥	Enduit plâtre	2	10	0,20
$G_{pc1} = 5,45 (KN / m^2)$				

Tableau 2.3 : Charges revenant au mur intérieur

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Enduit en plâtre	2	10	0.2
②	Brique creuse	10	9	0.9
③	Enduit en plâtre	2	10	0.2
$G_{mi} = 1,30 (KN / m^2)$				

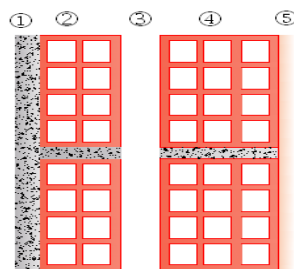
Mur extérieur**Figure 2.4 : coupe verticale du mur extérieur**

Tableau 2.4 : Charges revenant au mur extérieur

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN/m^3)$	G (kN / m ²)
①	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
③	Lame d'air	5	-	-
④	Cloison en briques creuses 12 trous	15	-	1.30
⑤	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2	10	0,20
				$G_{me} = 2.94 \text{ (kN / m}^2 \text{)}$

Remarque :

La charge du mur extérieur (G_{me}) est par mètre carré de **surface verticale**.

2.5 L'acrotère

Calcul du poids propre :

$$G = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + \left(0.03 \times \frac{0.2}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G_{ac} = 1.925 \text{ KN/ml}$$

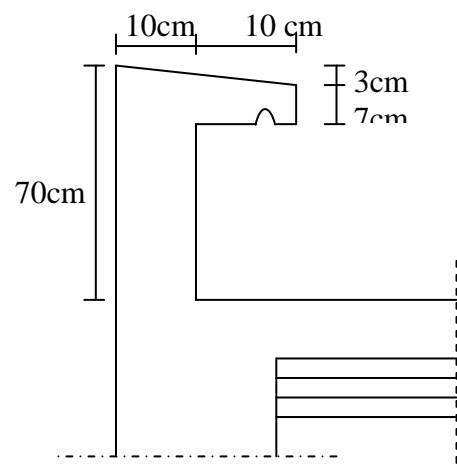


Figure 2.5 : Dimensionnement de l'acrotère

2.6 Les poteaux

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression $N = (G+Q)$ qui devra être repris uniquement par le béton.

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande portée d'influence est **C2**.

$$S_{pot} \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

avec

- S_{pot} : section transversale du poteau.
- N : effort normal de compression à l'ELS à la base du poteau.

- $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible du béton = 15 MPa.

2.6.1 Charges et surcharges revenant au poteau C2

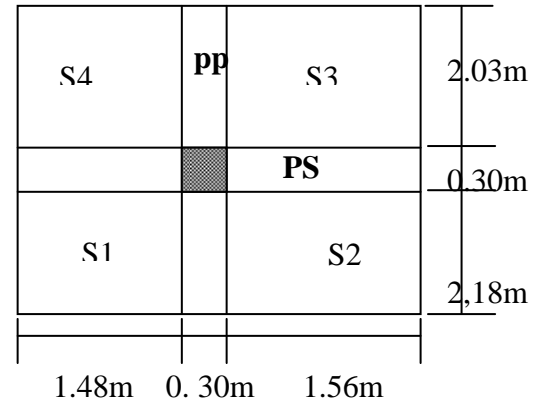
① Surface d'influence :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 1.48 \times 2.18 = 3.23 \text{ m}^2, \quad S3 = 1.56 \times 2.03 = 3.17 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.56 \times 2.18 = 3.40 \text{ m}^2, \quad S4 = 1.48 \times 2.03 = 3.00 \text{ m}^2$$

$$S = 3.00 + 3.17 + 3.40 + 3.23 = 12.80 \text{ m}^2$$



② Poids propre des éléments

$$\text{Plancher courant: } G_{pc} \times S = 5.45 \times 12.80 = 69.76 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher terrasse: } G_{pt} \times S = 6.35 \times 12.80 = 81.28 \text{ kN}$$

▪ Poutres

$$\text{Poutres principales: } \rho \times b_{pp1} \times h_{pp1} \times (2.18 + 2.03) = 25 \times 0.3 \times 0.40 \times 4.21 = 12.63 \text{ kN}$$

$$\text{Poutres secondaires: } \rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1.48 + 1.56) = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.04 = 7.98 \text{ kN}$$

$$\text{Poids poutres principales} + \text{poids poutres secondaires} = 12.63 + 7.98 = 20.61 \text{ kN}$$

▪ Poteaux

$$\text{Poteaux RDC: } \rho \times S \times h_{RDC} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4.08 = 6.38 \text{ kN}$$

$$\text{Poteaux étage courant: } \rho \times S \times h_{ec} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78 \text{ kN}$$

③ Surcharge d'exploitation

$$\text{RDC et étage courant: } Q_{Rdc} = 1.50 \text{ kN/m}^2,$$

$$\text{Terrasse: } Q_{ter} = 1.00 \text{ kN/m}^2,$$

$$\text{Escaliers: } Q_{esc} = 2.50 \text{ kN/m}^2.$$

donc

$$\text{RDC et étage courant: } Q \times S = 1.50 \times 12.80 = 19.20 \text{ kN}$$

$$\text{Terrasse: } Q \times S = 1.00 \times 12.80 = 12.80 \text{ kN}$$

2.7 Dégression verticale des surcharges d'exploitation

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéeité d'application des surcharges sur tout les plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression donnée par la formule ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

pour le toit ou la terrasse.....Q₀

pour le dernier étage Q

pour l'étage immédiatement inferieur.....0,9Q

.....0,8Q

et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0,5 Q, valeur conservée pour les étages inférieure suivant.

done

Niveau terrasse..... $Q_0=12.80$ kN

Niveau 9..... $Q = 19.20 \text{ kN}$

Niveau 8.....0,90 = 17.28kN

Niveau 7.....0,80 = 15.36kN

Niveau 6.....0,70 = 13.44kN

Niveau 5..... $0,6Q = 11.52kN$

Niveau 4.....0.50 = 9.60kN

Niveau 3..... $0,5Q = 9.60kN$

Niveau 2..... $0,50 = 9,60kN$

Niveau1.....0,50 = 9.60kN

Tableau 2.5 : Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau C2

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal N=G+Q	Section du poteau [cm ²]	
	Plancher	Poutres	Poteaux	G _{totale}	G _{cumulé}	Q _i	Q _{cumulée}	[KN]	S _≥ N/σ _{bc}	Section adoptée
10	81.28	20.61	4.78	106.67	107	12.8	12.8	119.47	79.65	<u>30x40</u>
9	69.76	20.61	4.78	93.15	200	19.2	32	231.82	154.55	<u>30x40</u>
8	69.76	20.61	4.78	93.15	293	17.28	49.28	342.25	228.16	<u>35x45</u>
7	69.76	20.61	4.78	93.15	396	15.36	64.64	460.76	307.17	<u>35x45</u>
6	69.76	20.61	4.78	93.15	479	13.44	78.08	557.35	371.57	<u>35x45</u>
5	69.76	20.61	4.78	93.15	572	11.52	89.6	662.02	441.35	<u>40x50</u>
4	69.76	20.61	4.78	93.15	666	9.6	99.2	764.77	509.85	<u>40x50</u>
3	69.76	20.61	4.78	93.15	759	9.6	108.8	867.52	578.35	<u>40x50</u>
2	69.76	20.61	4.78	93.15	852	9.6	118.4	970.27	646.85	<u>50x60</u>
1	69.76	20.61	4.78	93.15	945	9.6	128	1073.02	715.35	<u>50x60</u>
RDC	69.76	20.61	6.38	96.75	1042	9.6	137.6	1179.37	786.25	<u>50x60</u>

Remarque

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (RPA/A.7.4.1)

❖ Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1)

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20 \quad \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4 \quad \dots\dots\dots \textcircled{3}$$

RDC, 1^{er}, 2^{ème}

- Min (b₁, h₁) = min (50cm, 60 cm) = 50 cm > 25 cm ... √
- Min (b₁, h₁) = 50 cm > h_e/20 = 337/20 = 16.85 cm ... √
- Min (b₁, h₁) = 50 cm > h_e/20 = 286/20 = 14.3 cm ... √
- 1/4 < b₁/h₁ = 50/60 = 0.83 < 4cm ... √

3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(45\text{cm}, 55\text{ cm}) = 45\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots\dots\checkmark$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 45\text{ cm} > h_e/20 = 286/20 = 14.3\text{ cm} \dots\dots\dots\checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 45/55 = 0.81 < 4 \dots\dots\dots\checkmark$

6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(35\text{cm}, 45\text{ cm}) = 35\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots\dots\checkmark$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 35\text{ cm} > h_e/20 = 286/20 = 14.3\text{ cm} \dots\dots\dots\checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 35/45 = 0.78 < 4 \dots\dots\dots\checkmark$

9^{ème}, 10^{ème}

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(30\text{cm}, 40\text{ cm}) = 30\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots\dots\checkmark$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{ cm} > h_e/20 = 286/20 = 14.3\text{ cm} \dots\dots\dots\checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 30/40 = 0.75 < 4 \dots\dots\dots\checkmark$

Conclusion : le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

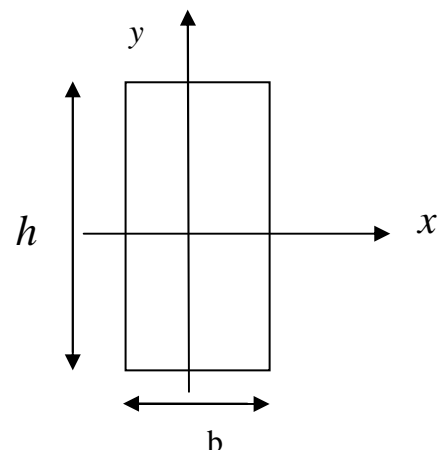
❖ Vérification des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda \leq 50$$

Avec :

- $\lambda = \frac{l_f}{i}$: l'élancement du poteau,
- l_f : longueur de flambement, ($l_f = 0.707 l_0$),
- l_0 : hauteur libre du poteau,



- i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I_y}{S_{\text{pot}}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$,
- I : moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe y^y (axe faible),
- S_{pot} : section du poteau.

done :

$$\lambda = \frac{0.707 \, l_0 \sqrt{12}}{b} \simeq \frac{2.45 \, l_0}{b}$$

AN

Poteaux (30x40); $l_0 = 3.06$; $\lambda = 17.66 < 50$

le poteau le plus petit est vérifié donc tous les autres vérifient à la condition du non flambement.

Conclusion : Les résultats du prédimensionnement des éléments de la structure se résument comme suit :

- [illegible]

Ces résultats nous serviront dans la suite de nos calculs, aux prochains chapitres.

Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéresserons au calcul des éléments constitutifs de notre ouvrage tel que : l'acrotère, le plancher, le balcon, l'escalieretc.

Rappelons que, le calcul proprement dit sera basé sur les règles en vigueur du **C.B.A** (REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME) ainsi que le **BAEL** (91REVISE99).

3.1 Calcul de l'acrotère

Notre ouvrage comporte un seul type d'acrotère (**figure 3-1**), qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse. Elle est soumise à un effort **G** dû à son poids propre, et à un effort latéral **Q** dû à la main courante engendrant un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement (**figure 3.2**).

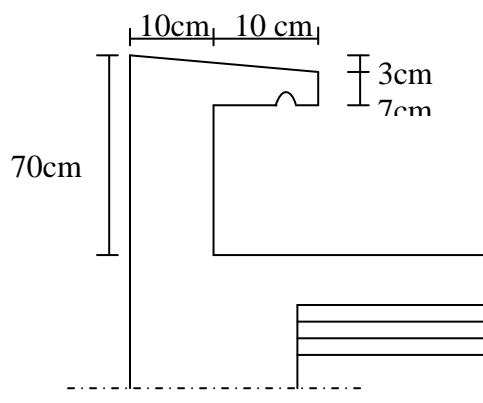


Figure 3.1 : Dimensionnement de l'acrotère

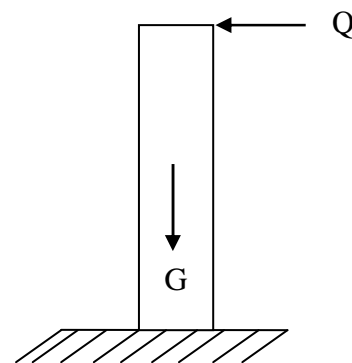


Figure 3.2 : Schéma statique de l'acrotère

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

3.1.1) Détermination des sollicitations

- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S = 1.925 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 = 1.925 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = Q \times h \times 1 = 0.70 \text{ KNm}$.

le diagramme des efforts sont représentés sur la **figure 3.3** ci-après :

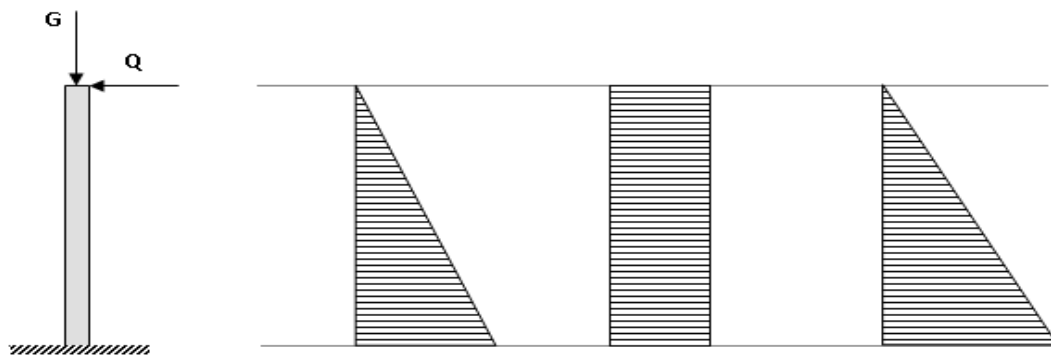


Figure 3.3 : Diagramme des efforts internes (M, N, T)

3.1.2) Combinaisons de charges

a- Etat limite ultime

La combinaison de charge à considérer est : $1.35G + 1.5Q$

- Effort normal de compression

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,925 = 2,60 \text{ kN}$$

- Effort tranchant

$$T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

- Moment fléchissant

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ kNm}$$

b- Etat limite de service

La combinaison de charge à considérer est : $G + Q$

- Effort normal de compression

$$N_s = G = 1,925 \text{ kN}$$

- Effort tranchant

$$T_s = Q = 1 \text{ kN}$$

- Moment fléchissant

$$M_s = M_q = 0,7 \text{ kNm}$$

3.1.3) Calcul des armatures à L'ELU

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifier à L'ELS.

Le travail consiste à l'étude d'une section rectangulaire ($b \times h$) soumise à une flexion composée, sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u (figure 3.4).

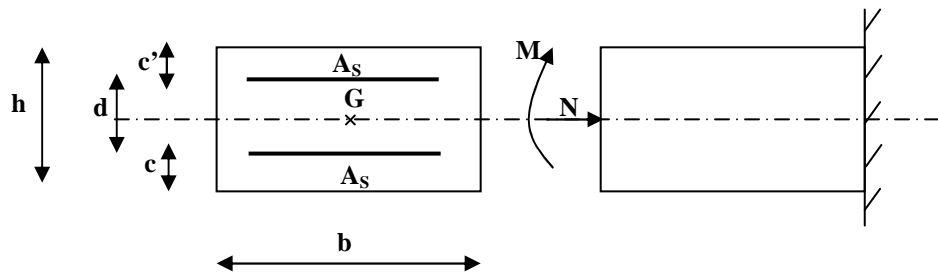


Figure 3.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion

h : épaisseur de la section = 10cm,

b : largeur de la section = 100cm,

c et **c'** : enrobage = 3cm,

d : hauteur utile = h-c=7cm.

a- Etat limite ultime

Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,60} \approx 0,40\text{m} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,02\right) = 0,03\text{m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures. Nous avons donc une **section partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes :

• Etape fictive (flexion simple)

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 1,05 + 2,60 \times (0,05 - 0,02) = 1,13\text{KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,13 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (8)^2} = 0,0124 < \mu_{id} = 0,186 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{1,13 \times 10^3}{348 \times 8 \times 0,995} \approx 0,41\text{cm}^2$$

• Etape réelle (flexion composée)

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,41 - \frac{2,60 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,34\text{cm}^2$$

3.1.4) Vérifications à l'ELU

3-1-4-1) Condition de non fragilité [Art A.4.2.1 BAEL 91]

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot (d)}{e_s - 0,185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

Calcul de l'excentricité e_s

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,925} = 0,363m.$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{36,3 - 0,455 \times (8)}{36,3 - 0,185 \times (8)} \right] \times 100 \times 8 = 0,906cm^2$$

$$A_s = 0,34 cm^2 \leq A_{min} = 0,906 cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

$$\text{Soit : } A_s = 5HA8 = 2,51cm^2/ml \text{ avec un espacement } S_t = 20cm.$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63cm^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2,01cm^2/ml \text{ avec un espacement de } S_t = 25cm.$$

3.1.4.2) Contrainte tangentielle (Art A.5.1.1 / BAEL91)

La fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \left[\min \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 0,15 \times 25 / 1,5 ; 4 \text{ MPa} \} = \min \{ 2,5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Ou } V_u = T = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{7 \times 100} = 0,002 \text{ KN} / cm^2$$

$$\overline{\tau_u} < \tau_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

3.1.4.3) Vérification de l'adhérence dans les barres (Art A.6.1.3 / BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}.$$

Aciers haute adhérence $\Rightarrow \Psi_s = 1.5 \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$.

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 0.8 \Rightarrow \sum U_i = 10.05 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.05 \times 10} \rightarrow \tau_{se} = 0.207 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

3.1.4.4) Ancrage des armatures (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (l_s).

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \tau_{su}} \rightarrow \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} \Rightarrow l_s = 28.22 \text{ cm}.$$

On adoptera alors : $l_s = 30 \text{ cm}$

3.1.5 Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable. Il faut vérifier les conditions suivantes :

- Contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

3.1.5.1) Contrainte dans les aciers

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers : HA : $\varnothing \geq 6\text{mm}$ et FeE400 $\Rightarrow \eta = 1,6$ (coefficient de fissuration).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 2/3 \times 400; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.1)} \} = \min \{ 266.67; 201.63 \} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{Avec : } \beta_1 \text{ est fonction de } \rho$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.907 \longrightarrow K_1 = 38.76$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{0.7 \times 10^3}{0.907 \times 7 \times 2.51} = 43.92 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ condition vérifiée.

3.1.5.1) Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_s ; K = \frac{1}{k_1} = 0.025$$

$$\sigma_{bc} = 0.025 \times 43.92 = 1.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

3.1.6 Vérification au séisme [RPA 99 /Art.6.2.3]

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale, suivant la formule suivante :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

avec

- A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A = 0.15$ (Zone IIa et groupe d'usage 2).

- C_P : facteur de force horizontale (variant entre 0.3 et 0.8).
L'acrotère est un élément en console $\Rightarrow C_P = 0.8$

- W_P : poids de l'élément considéré ($W_P = 1.925 \text{ kN/ml}$)

$$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.925 = 0.924 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$$

$F_P < Q = 1 \text{ kN/ml} \dots \dots \dots$ condition vérifié.

Conclusion

Les conditions étant satisfaites, donc notre ferrailage à l'ELU est vérifié l'ELS.

L'acrotère sera ferrillé comme suit :

Armatures principales : $5\text{HA8/ml} = 2.51\text{cm}^2/\text{ml}$ avec $e = 20\text{cm}$.

Armatures de répartition : $4\text{HA8/ml} = 2.01\text{cm}^2$ avec $e = 20\text{cm}$.

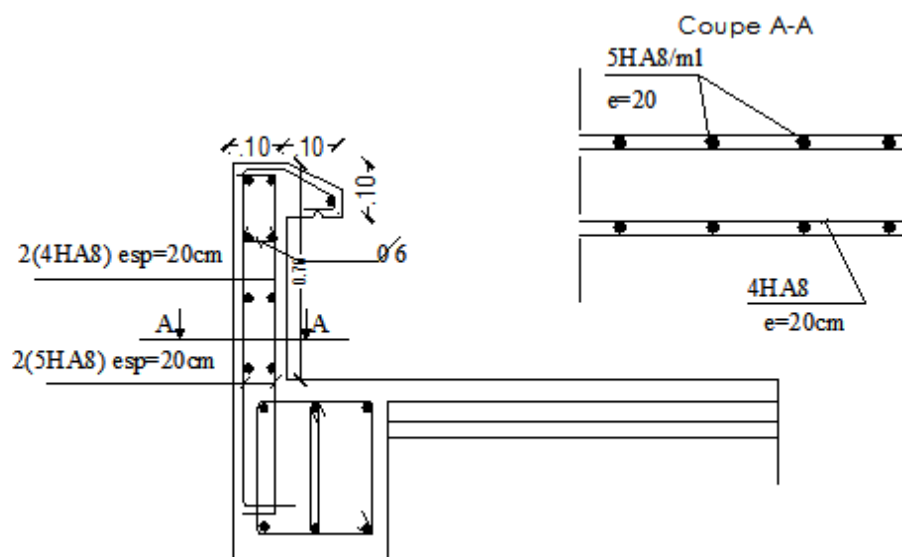


Figure 3.5 : Ferrailage de l'acrotère

3.2 Calcul des planchers en corps creux

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée, assurant une fonction de portance. La distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65cm.
- corps creux utilisés comme coffrage perdu et qui servent aussi à l'isolation thermique et phonique.
- dalle de compression en béton armé.

3.2.2) Etude de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520**) avec une limite d'élasticité $f_e = 520 \text{ MPa}$ (**BAEL 91/B.6.8,423**).

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas exéder les valeurs données par le (**BAEL 91/REVISER 99/B.6.8,423**) :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) Armatures \perp aux poutrelles

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

avec

- A_{\perp} : section en cm^2 par mètre linéaire,
- L : distance entre axes des poutrelles en (cm)=65cm,
- f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

Nous obtenons

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ainsi, nous adopterons : **5T5/ml** = 0.98 cm^2 / ml.

B) Armatures // aux poutrelles

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Nous obtenons

$$A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49$$

ainsi, nous adopterons **5T5/ml** = 0.98 cm²/ml.

❖ **Conclusion :** On optera pour un treillis soudé **TLE 520 (5x200x5x200)**.

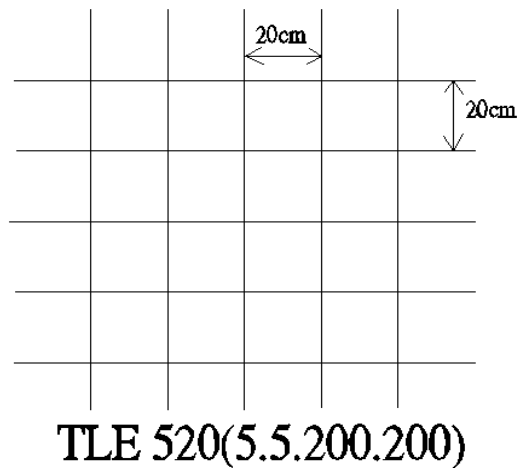


Figure 3.6: Ferrailage de la dalle de compression

3.2.3) Etude des poutrelles

3.2.3.1) Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

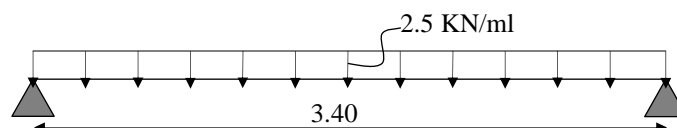


Figure 3.7 : Schéma statique d'une poutre

- Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 \dots\dots\dots 0.12 \text{ KN/ml}$,
- Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 \dots\dots\dots 0.62 \text{ KN/ml}$,
- Surcharge due à l'ouvrier : $\dots\dots\dots 1.00 \text{ KN/ml}$.

Charge permanente : **$G = 0.74 \text{ kN/ml}$** ,

Charge d'exploitation : **$Q=1 \text{ kN/ml}$** .

- **Charge à ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

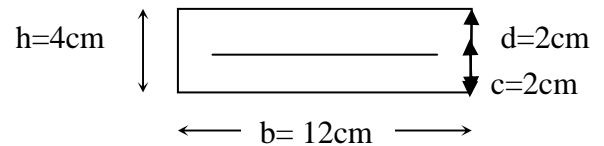
Calcul des moments en travée

Le moment en travée est donnée par $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.40^2}{8} = 3.6 \text{ KNm}$

Section d'armatures

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

Hauteur utile : $d = 2 \text{ cm}$



$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{3.61 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 5.29 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA (section doublement armée)}$$

Remarque : Vu la faible hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage.

3.2.3.4) Calcul après coulage de la dalle de compression

Après coulage, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges seront considérées comme uniformément réparties sur l'ensemble de la poutrelle.

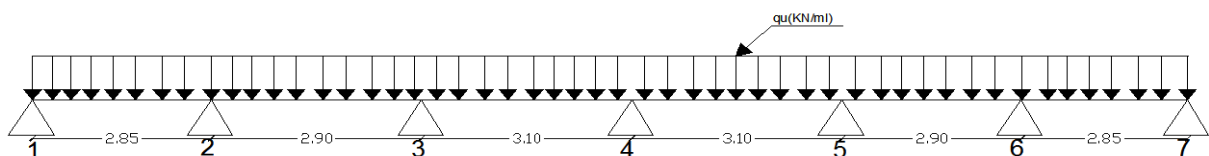


Figure3.8 : Poutre continue sur appuis intermédiaire

1) Dimensionnements de la poutrelle (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} \right)$$

AN

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{340}{10} ; \frac{65-12}{2} \right) ; \text{ Donc } b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

avec :

L : longueur libre entre nus d'appuis (300 cm),

L' : longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm),

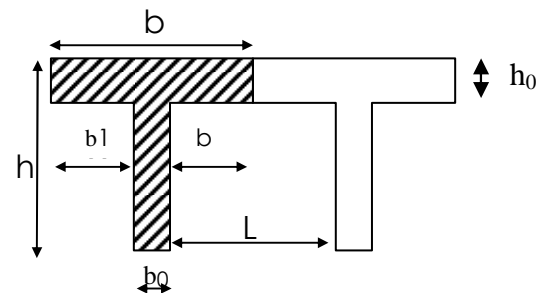
b₀ : largeur de la poutrelle (12cm),

h₀ : épaisseur de la dalle de compression ;(4cm),

h₁ : épaisseur du corps creux (16cm),

b₁ : largeur de l'hourdis (26.5cm),

$$b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$



• combinaisons de charges :

- poids propre du plancher : $G = 5.45 \times 0.65 = 3.54 \text{ KN / ml}$,
- poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 \dots \dots \dots 0.12 \text{ KN/ml}$,
- surcharge d'exploitation à usage d'habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$.

2) Calcul des efforts internes

2.1) Calcul des moments

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire,
- Méthode des 3 moments,
- Méthode de Caquot.

❖ Méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée. Celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

❖ Vérification des hypothèses d'application de la méthode forfaitaire

La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou 5 kN/m^2 .

$$Q \leq (2G, 5 \text{ KN})$$

$$2G = 2 \times 4.13 = 8.25$$

$$Q \leq (8.25, 5 \text{ KN})$$

⇒ La condition est vérifiée.

H₁ : le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées considérées. ⇒ La condition est vérifiée.

H₂ : la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

⇒ La condition est vérifiée.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

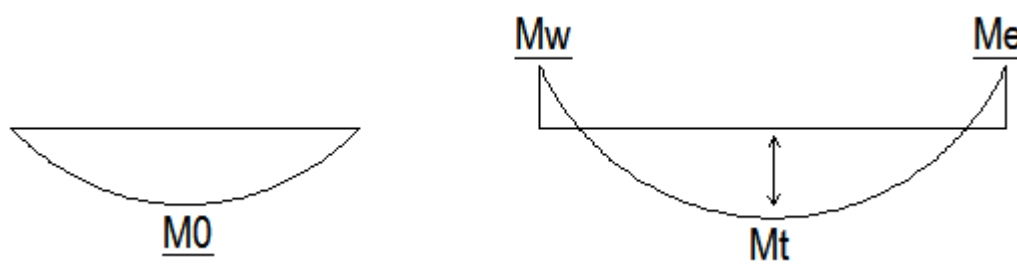
$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.15}{3.20} = 0.98, \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.20}{3.40} = 0.94, \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{3.40}{3.40} = 1$$

⇒ La condition est vérifiée.

donc la méthode forfaitaire est applicable.

• principe de la méthode forfaitaire :

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



Exposé de la méthode :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

avec :

α : le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations non pondérés.

Les valeurs M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1.05 M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) M_0\} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans une travée de rive} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{on prend } M_t^{max}$$

avec

M_t : moment maximal en travée considérée,

M_e : moment sur l'appui de droite en valeur absolue,

M_w : moment sur l'appui de gauche en valeur absolue,

M_0 : Valeur maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = \frac{q \ell^2}{8} \text{ avec } \ell \text{ longueur entre nus d'appuis}$$

Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

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

Dans notre cas, on a une poutre sur sept (07) appuis, on aura donc le diagramme suivant :

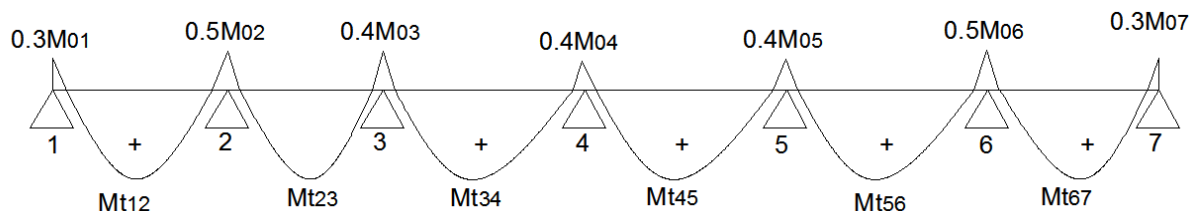


Figure 3.9 : diagramme des moments d'une poutre continue

Application de la méthode :

à l'ELU: $q_u = 1.35 (3.54 + 0.12) + 1.5 \times 0.98 = 6.41 \text{ KN/ml}$

à l'ELS : $q_s = (3.54 + 0.12) + 0.98 = 4.64 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.50}{0.98 + (3.54 + 0.12)} = 0.22 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3 \alpha = 1.07 \\ \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = 0.53 \\ \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = 0.63 \end{cases}$$

A) Calcul des moments fléchissant

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

Travée 1-2 : $M_{01} = \frac{q_u x l_{1-2}^2}{8} = \frac{6,41 \times 2.85^2}{8} = 6.50 \text{ KNm}$

Travée 2-3 : $M_{02} = \frac{q_u x l_{2-3}^2}{8} = \frac{6,41 \times 2.90^2}{8} = 6.74 \text{ KNm}$

Travée 3-4 : $M_{03} = \frac{q_u x l_{3-4}^2}{8} = \frac{6,41 \times 3.10^2}{8} = 7.70 \text{ KNm}$

Travée 4-5 : $M_{04} = \frac{q_u x l_{4-5}^2}{8} = \frac{6,41 \times 3.10^2}{8} = 7.70 \text{ KNm}$

Travée 5-6 : $M_{05} = \frac{q_u x l_{5-6}^2}{8} = \frac{6,41 \times 2.90^2}{8} = 6.74 \text{ KNm}$

Travée 6-7 : $M_{06} = \frac{q_u x l_{6-7}^2}{8} = \frac{6,41 \times 2.85^2}{8} = 6.50 \text{ KNm}$

- Calcul des moments sur appuis**

$$M_1 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 6.50 = 1.95 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = 0.5 \max(6.50 ; 6.74) = 0.5 \times 6.74 = 3.37 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0.4 \max(M_{02}, M_{03}) = 0.4 \max(6.74 ; 7.70) = 0.4 \times 7.70 = 3.08 \text{ KNm}$$

$$M_4 = 0.4 \max(M_{03}, M_{04}) = 0.4 \max(7.70 ; 7.70) = 0.4 \times 7.70 = 3.08 \text{ KNm}$$

$$M_5 = 0.4 \max(M_{05}, M_{06}) = 0.4 \max(7.70 ; 6.74) = 0.4 \times 7.70 = 3.08 \text{ KNm}$$

$$M_6 = 0.5 \max(M_{06}, M_{07}) = 0.5 \max(6.74 ; 6.50) = 0.5 \times 6.74 = 3.37 \text{ KNm}$$

$$M_7 = 0.3 M_{06} = 0.3 \times 6.50 = 1.95 \text{ KNm}$$

- moments en travées

$$\text{Travée 1.2 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{1.95+3.37}{2} + 1.07 \times 6.50 = 4.30 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.63 \times 6.50 = 4.11 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{1.2} = 4.30 \text{ KNm}$

$$\text{Travée 2.3 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{3.37+3.08}{2} + 1.07 \times 6.74 = 3.98 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.53 \times 6.74 = 3.57 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{2.3} = 3.98 \text{ KNm}$

$$\text{Travée 3.4 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{3.08+3.08}{2} + 1.07 \times 7.70 = 5.16 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.53 \times 7.70 = 4.08 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{3.4} = 5.16 \text{ KNm}$

$$\text{Travée 4.5 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{3.08+3.08}{2} + 1.07 \times 7.70 = 5.16 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.53 \times 7.70 = 4.08 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{4.5} = 5.16 \text{ KNm}$

$$\text{Travée 5.6 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{3.37+1.95}{2} + 1.07 \times 6.74 = 3.98 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.53 \times 6.74 = 3.57 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{5.6} = 3.98 \text{ KNm}$

$$\text{Travée 6.7 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{3.08+3.37}{2} + 1.07 \times 6.50 = 4.30 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.63 \times 6.50 = 4.11 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{6.7} = 4.30 \text{ KNm}$

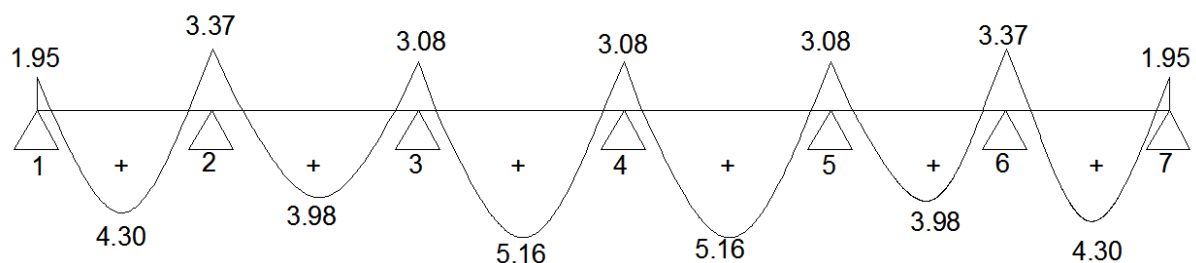


Figure3.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KNm

B) Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

avec

$$\theta(x=0) = \frac{qu \times L}{2} \quad \text{et} \quad \theta(x=l) = -\frac{qu \times L}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{qu \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{qu \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{cases}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui,

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

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique,

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée,

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée

L : longueur de la travée.

AN

$$\text{Travée (1.2)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = \frac{6.41 \times 2.85}{2} + \frac{-3.37 + 1.95}{2.85} = 8.63 \text{ kN} \\ T_2 = -\frac{6.41 \times 2.85}{2} + \frac{-3.37 + 1.95}{2.85} = -9.63 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2.3)} \Rightarrow \begin{cases} T_2 = \frac{6.41 \times 2.90}{2} + \frac{-3.08 + 3.37}{2.90} = 9.39 \text{ kN} \\ T_3 = -\frac{6.41 \times 2.85}{2} + \frac{-3.08 + 3.37}{2.90} = -9.19 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3.4)} \Rightarrow \begin{cases} T_3 = \frac{6.41 \times 3.10}{2} + \frac{-3.08 + 3.08}{3.10} = 9.94 \text{ kN} \\ T_4 = -\frac{6.41 \times 4}{2} + \frac{-3.08 + 3.08}{3.10} = -9.94 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4.5)} \Rightarrow \begin{cases} T_3 = \frac{6.41 \times 3.10}{2} + \frac{-3.08 + 3.08}{3.10} = 9.94 \text{ kN} \\ T_4 = -\frac{6.41 \times 3.10}{2} + \frac{-3.08 + 3.08}{3.10} = -9.94 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5.6)} \Rightarrow \begin{cases} T_2 = \frac{6.41 \times 2.90}{2} + \frac{-3.37 + 3.08}{2.90} = 9.19 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{6.41 \times 2.85}{2} + \frac{-3.37 + 3.08}{2.90} = -9.39 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (6.7)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = \frac{6.41 \times 2.85}{2} + \frac{-1.95 + 3.37}{2.85} = 9.63 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6.41 \times 2.85}{2} + \frac{-1.95 + 3.37}{2.85} = -8.63 \text{ KN} \end{cases}$$

Le diagramme des efforts tranchants sera représenté comme suit :

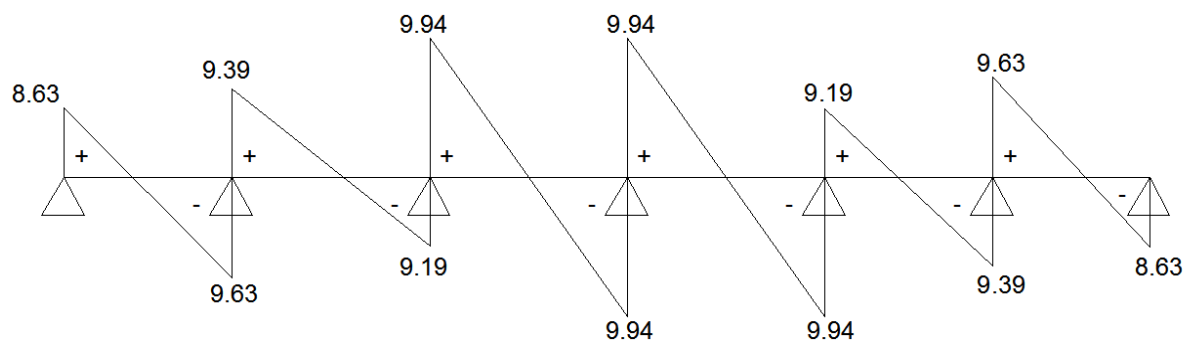
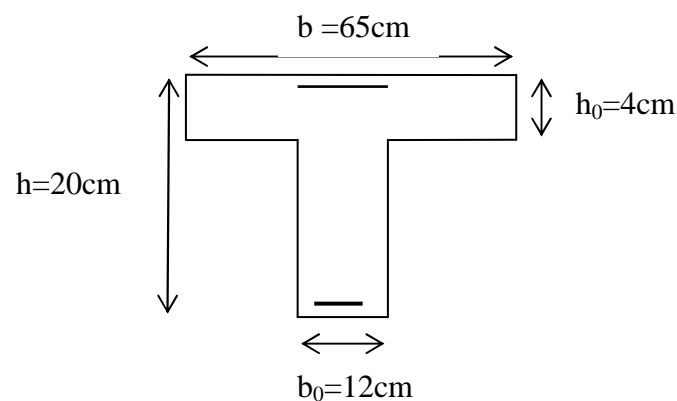


Figure3.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en kN

3.2.4) Ferrailage de la Poutrelle à L'ELU

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

- en travée : $M_t^{max} = 5.16 \text{ KNm}$
- sur appui : $M_{ap}^{max} = 3.37 \text{ KNm}$



3.2.4.1) En travée

- On parle d'abord le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ KNm}$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KNm}$$

$M_0 \geq M_t^{\max} \Rightarrow$ L'axe neutre se situ dans la table de compression, la section en Té sera donc considérer comme une section rectangulaire de dimension $(bxh) = (65 \times 20) \text{ cm}$.

- calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.16}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0172 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$\mu_u = 0.017 < \mu_{i=0.392} \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.16}{0.991 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 8.31 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3 \text{ HA } 10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

3.2.4.1) En appuis

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera nos calcul pour une section rectangulaire de section $(bxh) = (12 \times 20) \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_{ap}^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.37}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} \cong 0.061 \Rightarrow \beta = 0.968$$

$$\mu_u = 0.18 < \mu_{i=0.392} \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ap}^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.37}{0.968 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 5.55 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{sap} = 2 \text{ HA } 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

3.2.5) Vérifications à L'ELU

3.2.5.1) Vérification de la condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié 99).

- Aux appuis

$$\rho \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}, \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\text{On aura: } A_{\min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{\text{sap}} = 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} < A_s \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- En travées

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{\text{st}} = 2.36 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} < A_s \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3.2.5.2) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{9.94 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} \text{ MPa} \Leftrightarrow \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \right\} \text{ MPa} \Leftrightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \} \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3.2.5.3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1.3/ BAEL91 modifié 99)

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} ; \text{ avec: } \mu_i \text{ le périmètre des barres}$$

$$\mu_i = n \times 2 \pi R = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{9.94 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} ; \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 0.49 \text{ MPa} \\ \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3.2.5.4) Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99).

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1; \frac{12}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \{0.57; 1.2; 1.2\}$$

$$= 0.57 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$.

3.2.5.5) Espacement des armatures (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99).

L'espacement des armatures transversales est au plus égale au plus bas des espacements suivant :

$$S_{t1} = \min \{0.9 d; 40 \text{ cm}\} = \min \{0.9 \times 18; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 16 \text{ cm}$.

3.2.6) vérification à L'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont associées sont :

- état limite de résistance de béton à la compression ;
- état limite de déformation ;
- état limite de l'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport : $\frac{q_s}{q_u}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.64}{6.41} = 0.72$$

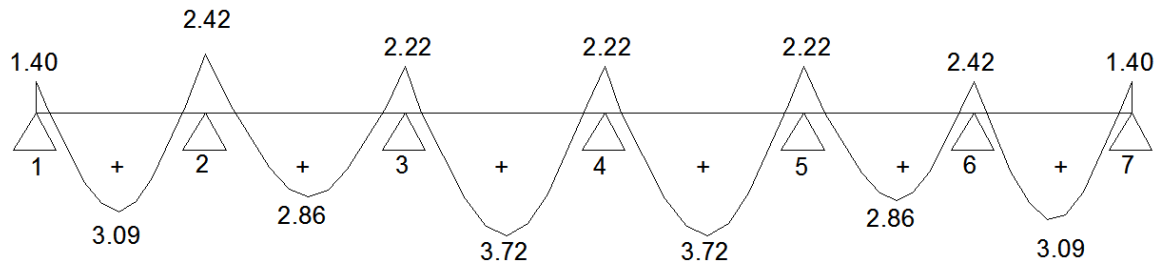


Figure3.12 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS

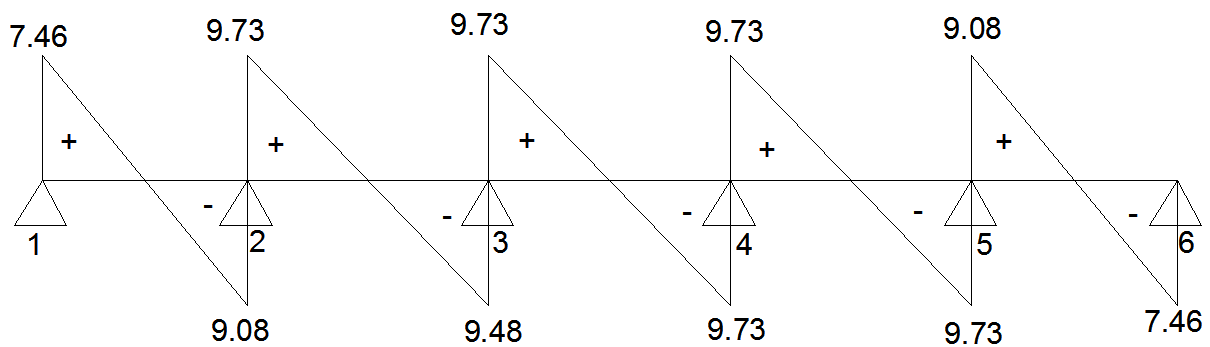


Figure 3.13 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELS

3.2.6.1) Vérification de la résistance du béton à la compression :

Ilya lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

avec

$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ (voir chapitre 1) ;

$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1$ avec: $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers)

β et K_1 sont en fonction de ρ_1 avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$

• En appuis

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.72 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.877 \\ K_1 = 22.65 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d \times A_s} = \frac{2.42 \times 10^6}{0.877 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 97.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{97.64}{22.65} = 4.31 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 4.31 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• En travées

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.09 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.856 \\ K_1 = 19.72 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_{xd} \times A_s} = \frac{3.72 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.36 \times 10^2} = 102.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{102.3}{19.72} = 5.18 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 5.18 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

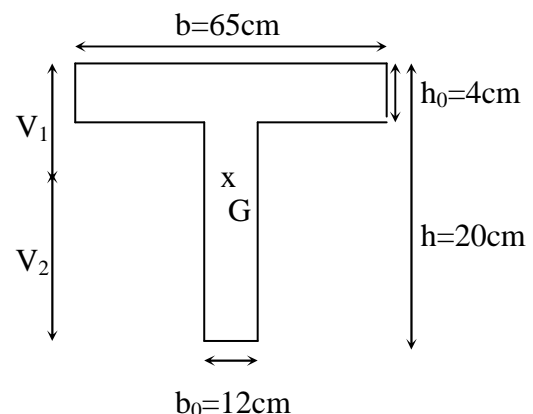
3.2.6.2) Vérifications de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

3.2.6.3) Etat limite de déformation (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99)

Les règles de BAEL91 précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour des poutres associées à des ourdis lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$



$$\frac{h}{L} = \frac{20}{310} = 0.064 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{310} = 0.064 \leq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{3.72}{10 \times 7.70} = 0.048 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

donc le calcul de la flèche est indispensable.

3.2.6.4) Calcul de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t L^2}{10E_v I_f_v}$$

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36 = 487.4 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.02 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.89 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.10^3 + 12.89^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.36 (12.89 - 2)^2$$

$$I_0 = 19993.21 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.019$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.019 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 0.86$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.019 \times 102.3 + 2.1}; 0) = 0.63$$

$$I_{f_v} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 19993.21}{1 + 0.86 \times 0.63} = 14264.19 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{3.72 \times (3,10)^2}{10 \times 10818.87 \times 10^3 \times 14264.19 \times 10^{-8}} = 0.0023 \text{ m} = 2.3 \text{ mm} < \frac{L}{500} = \frac{3100}{500} = 6.2 \text{ mm} .$$

Conclusion : La flèche est vérifiée.

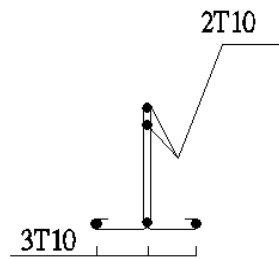


Figure 3.14 : Ferrailage de la poutrelle

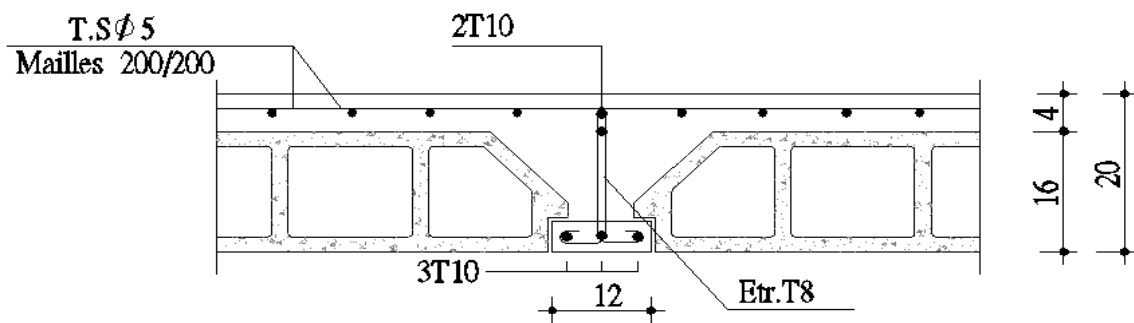


Figure 3.15: Ferrailage du plancher en corps creux.

3.3 Calcul des ports à faux

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons. Le premier est en corps creux (16+4) muni d'une poutre de chaînage et le second est en dalle pleine.

3.3.1 Etude de la dalle pleine

Le balcon assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est soumis à des charges permanentes G , au poids du mur extérieur ainsi qu'aux charges d'exploitations. Les dimensionner de la dalle est comme suit :

largeur $L = 1.50$ m,

longueur $l = 5.20$ m,

la hauteur du mur extérieur hauteur $h = 2,86$ m, en brique creuse.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1 ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est donné sur la figure 3.1:

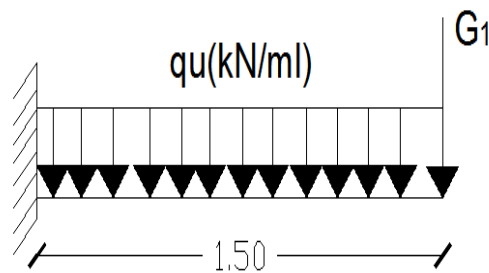


Figure 3.16: Schéma statique d'un balcon

3.3.2 Dimensionnement

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} ; \quad L : \text{largeur du balcon}$$

$$e \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \quad \text{on prend: } e = 15 \text{ cm}$$

3.3.3 Détermination des Sollicitations

a) Charges permanentes

Tableau 3. 1 : Les charges permanentes revenant au balcon.

Charges permanentes uniformes	Masse volumique(kN/m ³)	Epaisseur(m)	Charge (kN/m ²)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,03	0,66
Couche de sable	18	0,03	0,54
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
Poids total			G=5,75

b) Charge concentrée du mur extérieur (cloison)

Tableau 3.2 : charges concentrées revenant au balcon

Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
Lame d'air	5	-	-
Cloison en briques creuses 12 trous	15	-	1.30
Enduit de plâtre sur la face intérieur	2	10	0,20
$G_{me} = 2.94 \text{ (KN / m}^2\text{)}$			

c) Surcharge d'exploitation

Q= 3.5 kN/ml (DTR B.C.2.2) (surcharges du balcon)

3.3.4 Combinaisons de charges

à l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

Dalle: $q_{u1} = (1.35 \times 5.75 + 1.5 \times 3.5) = 13.01 \text{ KN/ ml}$

Mur exterieuren brique ceuse : $q_{u2} = 1.35 \times 2.94 = 3.97 \text{ KN/ml}$

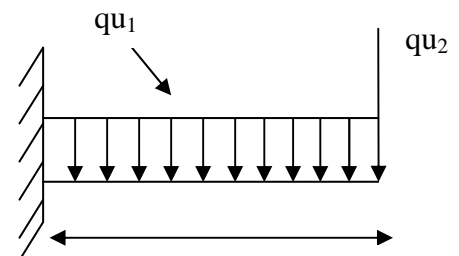


Figure 3.17 : Schéma du chargement à l'ELU

à l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$\text{Dalle: } q_{s1} = 5.75 + 3.5 = 9.25 \text{ kN/ml}$$

$$\text{mur exterieur: } q_{s2} = 2.94 = 2.94 \text{ kN/ml}$$

3.3.5 Calcul à l'ELU :

Calcul moments fléchissant : $0 \leq x \leq 1.50$

$$\begin{aligned} \sum M=0 &\Rightarrow M_x + q_{u1} \cdot \frac{x^2}{2} + q_{u2} \cdot x = 0 \\ &\Rightarrow M_x = -q_u \frac{x^2}{2} - q_{u2} \end{aligned}$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow M_x = 0$$

$$\text{Pour } x=1.50 \rightarrow M_x = -13.01 \times 1.5^2 - 3.97 \times 1.5 = -35.23 \text{ kN}$$

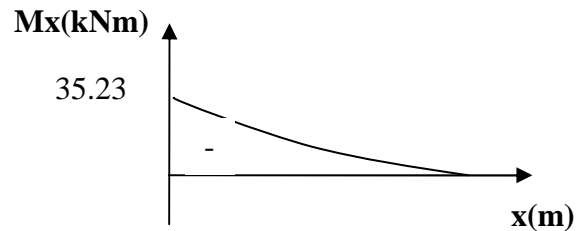


Figure 3.18 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des efforts tranchants : $0 \leq x \leq 1.50$

$$\begin{aligned} \sum F_v=0 &\Rightarrow T_y - q_u \cdot x - q_{u2} = 0 \\ &\Rightarrow T_y = q_u \cdot x + q_{u2} \end{aligned}$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = q_{u2} = 3.97 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x=1.50 \rightarrow T_y = 13.01 \times 1.5 + 3.97 = 23.49 \text{ kN}$$

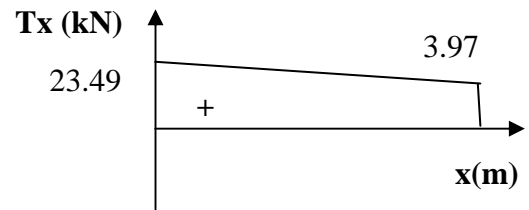


Figure 3.19 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

3.3.6 Ferrailage :

- armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{35.23 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.172 < \mu_1 = 0.392$$

\Rightarrow la section est simplement armée

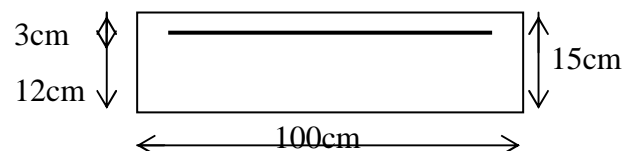
$$\mu = 0.172 \Rightarrow \beta = 0.905$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{35.23 \times 10^3}{0.905 \times 12 \times 348} = 9.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7\text{HA}14 = 10.78 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 100/6 = 15 \text{ cm}$$

- armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$$



Soit : $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$

3.3.7 Vérification à l'ELU

3.3.7.1 Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 10.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3.3.7.2 Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec :} \quad \begin{aligned} \bar{\tau}_{se} &= \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i &= 7 \times 3.14 \times 1.2 = 26.38 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.49 \times 10}{0.9 \times 12 \times 26.38} = 0.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3.3.7.3 Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91)

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

avec :

$$\tau_u = \frac{23.49 \times 10}{100 \times 12} = 0.195 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 7.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 7.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.3.7.4 Vérification de l'écartement des barres

Armatures principales : $S_t = 15\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Armatures secondaires : $S_t = 25\text{cm} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

3.3.6 Calcul à l'ELS

Calcul moments fléchissant : $0 \leq x \leq 1.50$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_s + q_{s1} \cdot \frac{x^2}{2} + q_{s2} \cdot x = 0$$

$$\Rightarrow M_s = -q_{s1} \frac{x^2}{2} - q_{s2} \cdot x$$

Pour $x=0 \rightarrow M_s = 0$

Pour $x=1.50 \rightarrow M_s = -25.22 \text{ kNm}$

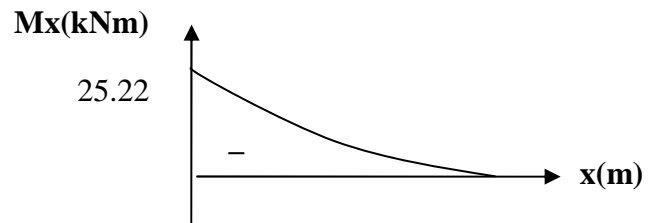


Figure3.20: Diagrammes des moments
Fléchissant à l'ELS

Calcul des efforts tranchants : $0 \leq x \leq 1.50$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T_s - q_{s1} \cdot x - q_{s2} = 0$$

$$\Rightarrow T_s = q_{s1} \cdot x + q_{s2}$$

Pour $x=0 \Rightarrow T_s = q_{s2} = 2.94 \text{ kN}$

Pour $x=1.50 \Rightarrow T_s = 9.25 \times 1.5 + 2.94 = 16.82 \text{ kN}$

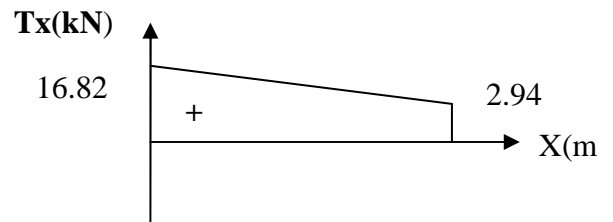


Figure3.21 : Diagrammes des efforts
tranchants à l'ELS

3.3.6.1 Vérification des contraintes dans le béton

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

Etat limite de compression de béton :(Art A 4.5.2 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- la section est rectangulaire,
- a nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire $b = 100 \text{ cm}$; $e = 20 \text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier α .

$$\gamma = \frac{35.23}{25.22} = 1.4$$

$$\mu = 0.07 \Rightarrow \alpha = 0.0907 < \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

3.3.6.2 Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e$$

Dans ce cas aucune condition n'est à effectuer.

3.3.6.3 Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée,}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 = \frac{10.78}{10 \times 10.78} = 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée,}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{10.78}{100 \times 12} = 0,0089 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

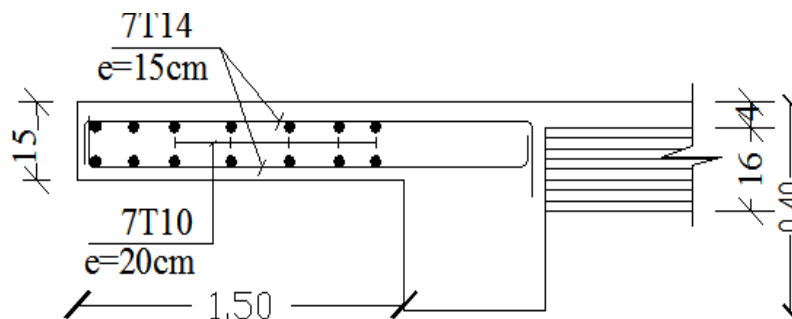


Figure 3.22 : Ferrailage du balcon en dalle pleine

3.3.7 Etude de la Poutre de chaînage

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

3.3.7.1 Dimensionnement

Le dimensionnement de la poutre se fait avec la formule suivante :

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

La largeur: $0.4h \leq b \leq 0.7h$

avec : L : la longueur libre dans le sens considéré

$L=310\text{cm}$

$\frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.67 \leq h \leq 31 \Rightarrow$ on opte pour une hauteur de $h = 30\text{ cm}$

$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \Rightarrow$ on opte pour une largeur de $b = 25\text{ cm}$

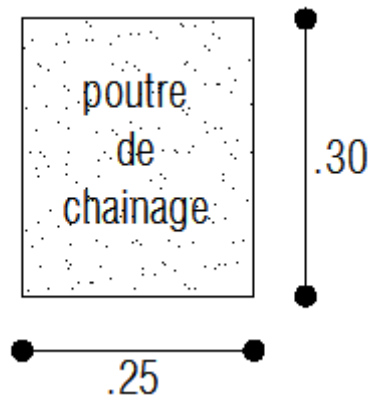


Figure 3.23 : Schéma d'une poutre de chaînage

3.3.7.2 Détermination des sollicitations :

❖ charges permanentes

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

poids du mur (double cloison) : $2.86 \times 2.94 = 8.40\text{ KN/ml}$

poids du plancher : $5.45 \times 0.65/2 = 1.77$

$G = 12.05\text{ KN/ml}$

❖ surcharge d'exploitation

$Q = 3.5 \times 0.65/2 = 1.14\text{ kN/ml}$

❖ Combinaisons de charges

à l'ELU :

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 17.97\text{ kN/ml}$

à l'ELS :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 13.19 \text{ kN/ml}$$

3.3.7.3 Calcul à l'ELU :

On considère que la poutre est simplement appuyée

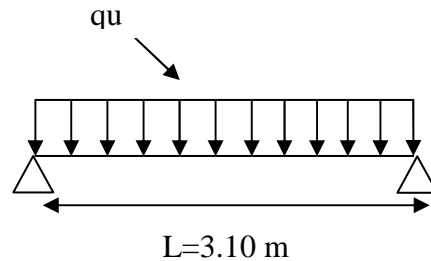


Figure 3.24 : schéma statique d'une poutre de chaînage

❖ Calcul des moments

Pour le calcul des moments dans des poutres semis encastés, on tiendra compte des coefficients d'ajustement.

en travées :

$$M_t = 0.85 \frac{17.97 \times 3.10^2}{8} = 18.34 \text{ kNm}$$

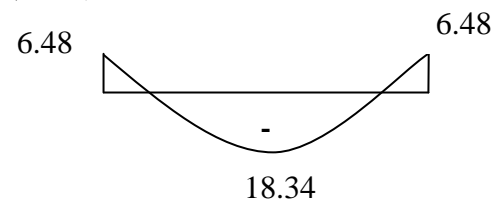
aux appuis :

$$M_{ap} = 0.3 \frac{17.97 \times 3.10^2}{8} = 6.48 \text{ kNm}$$

les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = 17.97 \frac{3.10}{2} = 27.85 \text{ kN}$$

$M_x(\text{kNm})$



$T_x(\text{kN})$

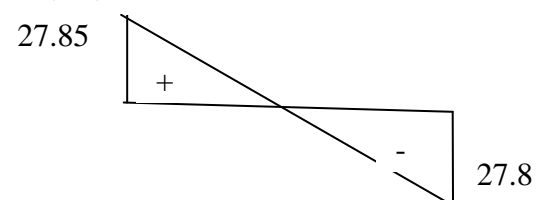


Figure 3.4 : Diagrammes des efforts internes.

3.3.7.4 Ferrailage

en travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{18.34 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.07 < \mu_1 = 0.39$$

\Rightarrow la section est simplement armée

$$\mu = 0.051 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{18.34 \times 10^3}{0.964 \times 27 \times 348} = 2.02 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 = 3.39 cm²

aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.48 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.025 < \mu_l = 0.988$$

\Rightarrow la section est simplement armée

$$\mu = 0.025 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta d \times \sigma_{st}} = \frac{6.48 \times 10^3}{0.988 \times 27 \times 348} = 0.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

3.4.5 Vérification à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = 0.82 \text{ cm}^2 < A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.82 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 2.36 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres:**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec :} \quad \begin{aligned} \bar{\tau}_{se} &= \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \sum u_i &= 3 \times 3.14 \times 1.0 = 9.42 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.85 \times 10}{0.9 \times 27 \times 9.42} = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 7.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{27.85 \times 10}{25 \times 27} = 0.41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 7.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

1. dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$\frac{2 V_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u = 27.85 \leq 0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 405 \text{ KN}$$

\Rightarrow **condition vérifiée**

2. sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_{ap} = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(27.85 + \frac{-6.48}{0.9 \times 0.27} \right) = 0.003$$

\Rightarrow **condition vérifiée**

Donc l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

Calcul des armatures transversales

Le diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 1.2 \right\} = \min \{ 0.85 ; 2.5 ; 1.2 \} \Rightarrow \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 2\phi 8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 24.3 ; 40 \text{ cm} \} \Rightarrow \text{soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1 \times 400}{25 \times 20} = 0.8 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Espacement des barres : d'après le RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier :

sur appuis :

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{ 7.5 ; 12 \} \Rightarrow \text{soit } e = S_t = 7 \text{ cm}$$

en travées :

$$e \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow \text{soit } e = S_t = 15 \text{ cm}$$

3.4.6 Vérification à l'ELS

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 13.19 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 13.19 \frac{3.10^2}{8} = 15.84 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, on aura

$$M_{ap} = 0.3 \times 15.84 = 4.75 \text{ kNm}$$

$$M_t = 0.85 \times 15.84 = 13.16 \text{ kNm}$$

➤ réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = 13.19 \frac{3.10}{2} = 20.44 \text{ kN}$$

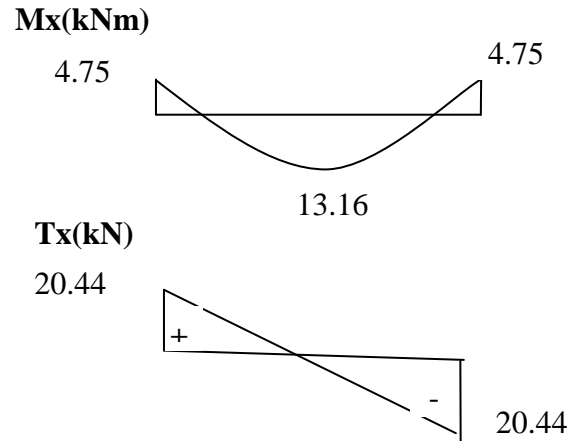


Figure 3.24 : Diagrammes des efforts internes.

- Vérification des contraintes dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$$

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd}$$

sur appuis :

$$\rho = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 27} = 0.351 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.908 \\ K_1 = 39.35 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{4.75 \times 10^6}{0.908 \times 270 \times 2.36 \times 10^2} = 82.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{82.10}{39.35} = 2.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.96 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

en travées :

$$\rho = \frac{100 \times 13.16}{25 \times 27} = 1.949 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.825 \\ K_1 = 13.49 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{13.16 \times 10^6}{0.825 \times 270 \times 3.39 \times 10^2} = 174.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{174.28}{13.49} = 12.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.91 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

- Dans ce cas aucune condition n'est à effectuer.
- **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{310} = 0,096 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{310} = 0,096 > \frac{13.16}{10 \times 15.48} = 0,085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{27.25} = 0,005 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

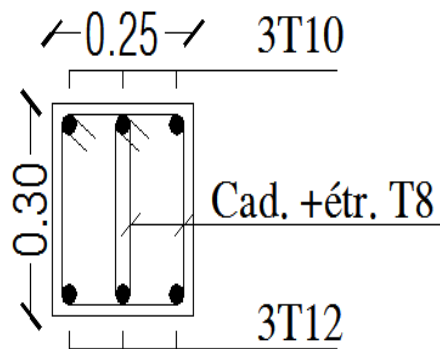


Figure 3.25 : Ferrailage de la poutre de chainage

3.4 Calcul de la dalle pleine de la salle machine

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine de dimensions $(1.20 \times 1.90) \text{ m}^2$ reposant sur quatre (04) cotés.

La charge totale transmise par le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes. La vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée. Son calcul se fera 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.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (**voir chapitre 2**)

3.4.1 Dimensionnement

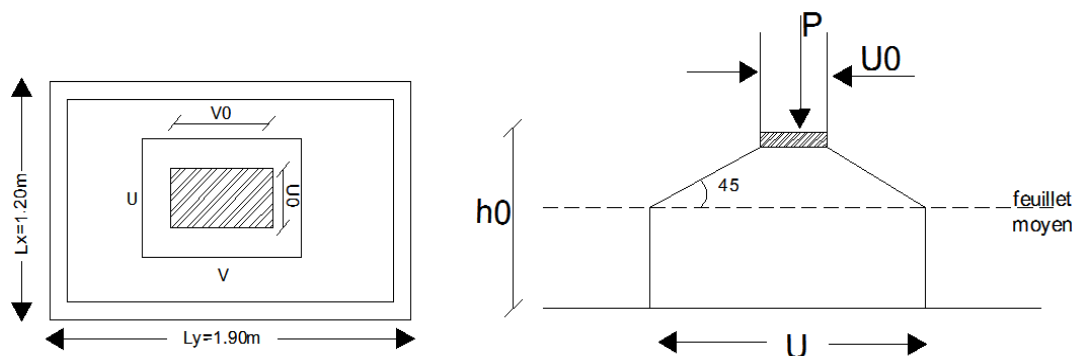


Figure 3.26 : Schéma représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

$$\begin{cases} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{1.90} = 0.63 \\ 0.4 \leq \rho = 0.6 \leq 1 \end{cases} \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) \\ V = V_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) \end{cases}$$

avec

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

e : épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$),

le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement. Dans notre cas, la dalle est composée de béton armé et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$,

-(U x V): surface d'impact au niveau du feuillet moyen,

-(U₀xV₀): coté du rectangle dans le quel la charge est centrée (u₀=v₀= 80 cm),

$$\begin{cases} U = 80 + 2\left(\frac{15}{2} + 1 \times 5\right) = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2\left(\frac{15}{2} + 1 \times 5\right) = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

3.4.2 Détermination des sollicitations

- à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$$P_u = 1.35 P$$

avec :

$$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids propre de la dalle)}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

$$\Rightarrow q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie sur une bande de 1m)}$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN (charge concentrée dû au système de levage)}$$

- à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

3.4.3 Calcul des moments

3.4.3.1 moments dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

avec :

M₁ et M₂ : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de

(ρ_x et les rapports U/L_x et V/L_y)

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.63 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{120} = 0.87 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{190} = 0.6 \end{cases} \Rightarrow \text{après interpolation} \begin{cases} M_1 = 0.0775 \\ M_2 = 0.0329 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 121.5(0.0775 + 0) = 9.416 \text{ kNm} \\ M_{y1} = 121.5(0.0329 + 0) = 3.997 \text{ kNm} \end{cases}$$

3.4.3.2 moments du poids propre de la dalle pleine

dans le sens L_x : $M_{x2} = \mu_x q_u (L_x)^2$

dans le sens L_y : $M_{y2} = \mu_y M_{x2}$

on a $\begin{cases} \rho = 0.63 \\ v = 0 \end{cases} \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0.0772 \\ \mu_y = 0.343 \end{cases}$

$$M_{x2} = 0.0772 \times 8.05 (1.20)^2 = 0.89 \text{ kNm}$$

$$M_{y2} = 0.343 \times 0.89 = 0.31 \text{ KN.m}$$

3.4.3.3 superpositions des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.416 + 0.89 = 10.31 \text{ kNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.997 + 0.31 = 4.31 \text{ kNm} \end{cases}$$

3.4.3.4 Corrections des moments

- en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 10.31 = 8.76 \text{ kNm} \\ M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 4.31 = 3.66 \text{ kNm} \end{cases}$
- sur appuis : $M_x^a = M_y^a = 0.3 M_x = 0.3 \times 10.38 = 3.11 \text{ kNm}$.

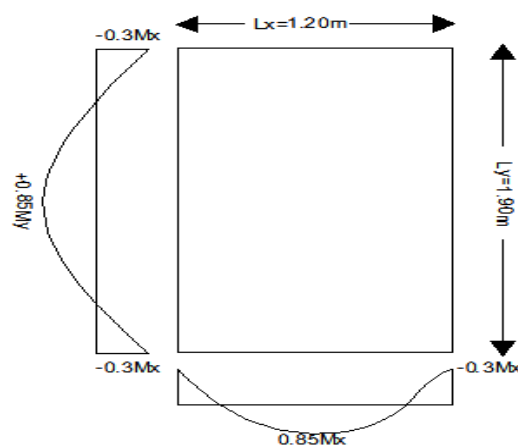


Figure 3.27 : Moment dans les deux sens L_x et L_y

3.4.4 Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bonde de 1 m de largeur

❖ sens x-x :

• aux appuis

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.11 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.015 \rightarrow \beta = 0.939$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{3.11 \times 10^3}{0.939 \times 12 \times 348} = 0.79 \text{ cm}^2$$

on opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

• En travées :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.76 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{8.76 \times 10^3}{0.979 \times 12 \times 348} = 2.14 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^t = 4 \text{ HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

❖ sens y-y :

• aux appuis :

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.11 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.015 \rightarrow \beta = 0.939$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{3.11 \times 10^3}{0.939 \times 12 \times 348} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

• En travées :

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.66 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{3.66 \times 10^3}{0.991 \times 12 \times 348} = 0.88 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^t = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

3.4.5 Vérification à l'ELU

3.4.5.1 Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)

Les armatures tendue d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant:

- **sens x-x :**

on a : $\omega_0 = 0.8 \times 10^{-3}$ pour les aciers de nuance feE400 ;

on a : ω : le pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x

$$A_x^{\min} = \omega_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \cdot h = 0.8 \cdot 10^{-3} \left(\frac{3 - 0.63}{2} \right) 100.15 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_x^{\min} = 1.42 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_x > A_x^{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **sens y-y :**

$$A_y^{\min} = \omega_0 b \cdot h = 0.8 \cdot 10^{-3} 100.15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 2.01 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_y > A_y^{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens.

3.4.5.2 Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq h_0/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.4.5.3 Ecartement des barres

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\diamond \text{ Armatures // à } l_x: A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \text{ Armatures // à } l_y: A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.4.5.4 Condition de non poinçonnement

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$Nu \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BAEL 91 Art5.2.42).}$$

avec:

U_c : périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m.}$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN.}$$

$$N_u = 121,5 < 0,045 \times 0,15 \times 4,20 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 472,5 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3.4.5.5 Contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U+V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ kN.}$$

$$\text{Au milieu de } V \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{38,57}{1 \times 0,12} = 321,41 \text{ kN/m}^2 = 0,32 \text{ MPa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3.4.6 Calcul à l'ELS

3.4.6.1 Calcul des moments :

- moment dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$\begin{cases} M_{x1}^s = P_s (M_1 + vM_2) \\ M_{y1}^s = P_s (M_2 + vM_1) \end{cases}$$

Avec : $v = 0.2$ à l'ELS ; $M_1 = 0.0485$ et $M_2 = 0.0365 \text{ kNm}$ et $P_s = 90 \text{ kN}$

$$\begin{cases} M_{x1}^s = 90 (0.0775 + 0.2 \times 0.0329) = 7.58 \text{ kN.m} \\ M_{y1}^s = 90 (0.0329 + 0.2 \times 0.0775) = 4.36 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- moment dû au poids propre de la dalle pleine

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ kN/ml}$$

$$\text{dans le sens } L_x : M_{x2}^s = \mu_x q_s (L_x)^2$$

$$\text{dans le sens } L_y : M_{y2}^s = \mu_y q_s (L_y)^2$$

$$\text{on a } \begin{cases} \rho = 0.63 \\ v = 0.2 \end{cases} \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0.0825 \\ \mu_y = 0.508 \end{cases}$$

$$M_{x2}^s = 0.0825 \times 5.85 (1.20)^2 = 0.69 \text{ kNm}$$

$$M_{y2}^s = 0.508 \times 0.69 = 0.35 \text{ kNm.}$$

- **superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 7.58 + 0.69 = 8.27 \text{ kNm} \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 4.36 + 0.325 = 4.69 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **correction des moments**

- ❖ **en travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x^s = 0.85 \times 8.27 = \mathbf{7.03 \text{ KN.m}} \\ M_y^t = 0.85M_y^s = 0.85 \times 4.69 = \mathbf{3.98 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

- ❖ **sur appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = 0.3M_x^s = 0.3 \times 8.27 = 2.48 \text{ kNm.}$$

3.4.7 Vérification à l'ELS

3.4.7.1 Vérification des contraintes dans le béton

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

- la section est rectangulaire ;
- la nuance des aciers est de feE400 ;
- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$.

Sens x-x :

- ❖ **en travées**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{bd^2f_{bu}} = \frac{7.03 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.034 \rightarrow \alpha = 0.0432$$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{8.76}{7.03} = 1.25 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.25-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.375$$

$$\alpha = 0.0422 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.375 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ❖ **sur appuis**

$$\mu = \frac{M_{ax}^s}{bd^2f_{bu}} = \frac{2.48 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.007 \rightarrow \alpha = 0.087$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{3.11}{2.48} = 1.25 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.25-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.375$$

$$\alpha = 0.087 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.34 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens y-y :

❖ en travées

$$\mu = \frac{M_{ty}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.98 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.020 \rightarrow \alpha = 0.0252$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{3.66}{3.98} = 0.92 \rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.92 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.21$$

$$\alpha = 0.0252 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.21 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ sur appuis

$$\mu = \frac{M_{ay}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.48 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.012 \rightarrow \alpha = 0.015$$

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{3.11}{2.48} = 1.25 \rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.25 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.375$$

$$\alpha = 0.015 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.375 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

3.4.7.2 Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

3.4.7.3 Vérification au poinçonnement

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec:

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2 \times 2 \times 1.05 = 4.2 \text{ m ; et}$$

$$q_u = 8,05 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 4.2 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 3150 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

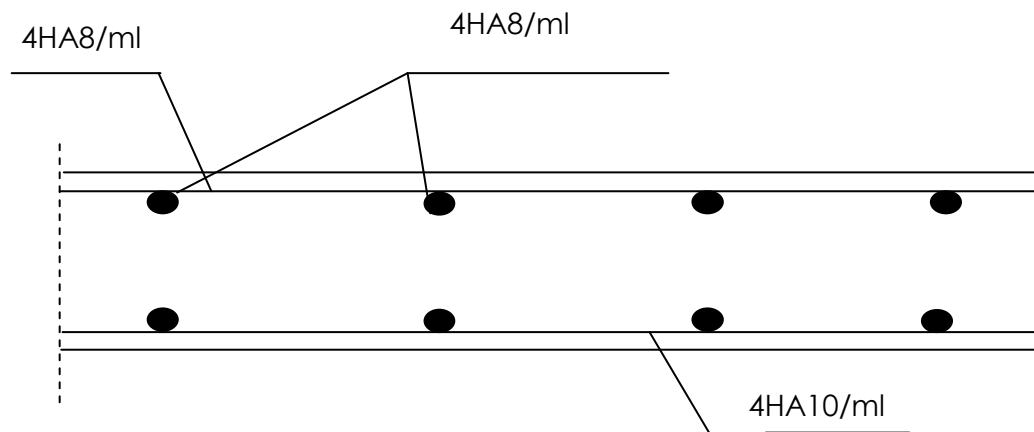


Figure3.28 : Ferrailage de la dalle pleine dans le sens XX

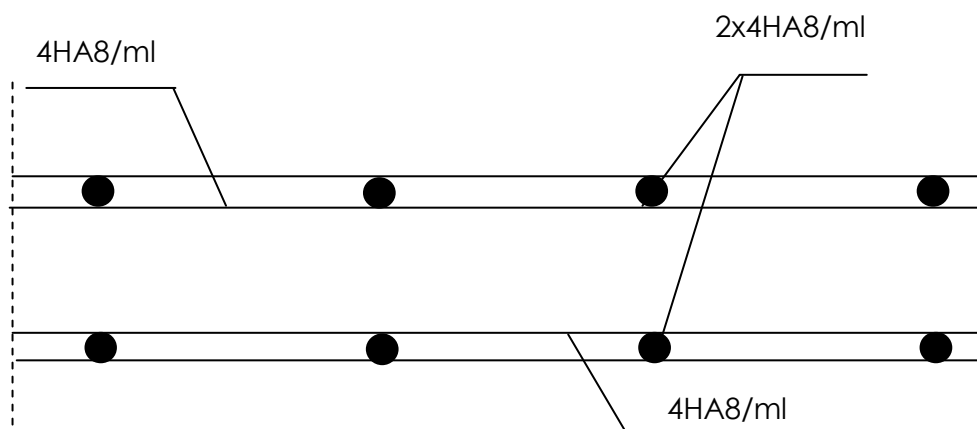


Figure 3.29 : Ferrailage de la dalle pleine dans le Sens YY

3.5 Calcul de l'escalier

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

3.5.1 Terminologie et Définitions

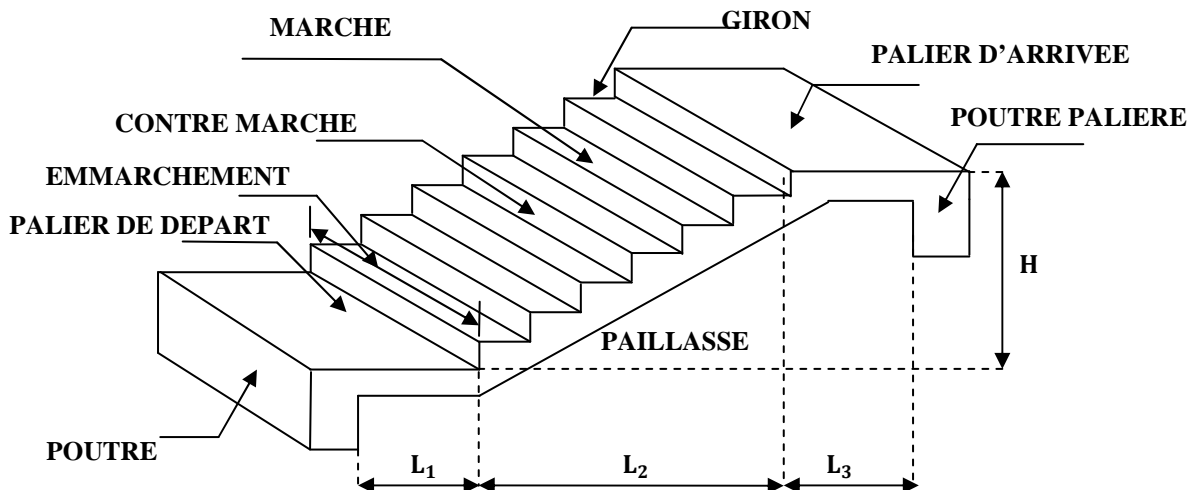


Figure 3.30 : Terminologie de l'escalier

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

l'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place.

l'escalier du RDC est de hauteur 3.57m celui d'étage courant est de 3.06m, ils sont composés de deux volées et d'un palier intermédiaire.

3.5.2 Prédimensionnement des escaliers

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 cette condition.

$$g + 2h = 64\text{cm} \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

avec : $59 \leq g+2h \leq 64$ (cm)

$14 \leq h \leq 17$ (cm)

$28 \leq g \leq 36$ (cm)

La condition est vérifiée pour une hauteur de marche **$h=17$ cm** et un giron **$g=30$ cm**.

a-Calcul du nombre de contre marches et de marches

Soit **n** le nombre de contre marches, et **m** le nombre de marches.

RDC

$H=357$ cm ; $h=17$ cm ; donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{357}{17} \rightarrow \mathbf{n=21}$ contre marches.

Les 21 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 :** $n=11$ contre marches ; **Donc :** $m=n-1=10$ marches,
- **Volée 2 :** $n=10$ contre marches ; **Donc :** $m=n-1=9$ marches.

Etage Courant

$H=306$ cm ; $h=17$ cm ; donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \rightarrow \mathbf{n=18}$ contre marches.

Les 18 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 :** $n=9$ contre marches ; **Donc :** $m=n-1=8$ marches,
- **Volée 2 :** $n=9$ contre marches ; **Donc :** $m=n-1=8$ marches.

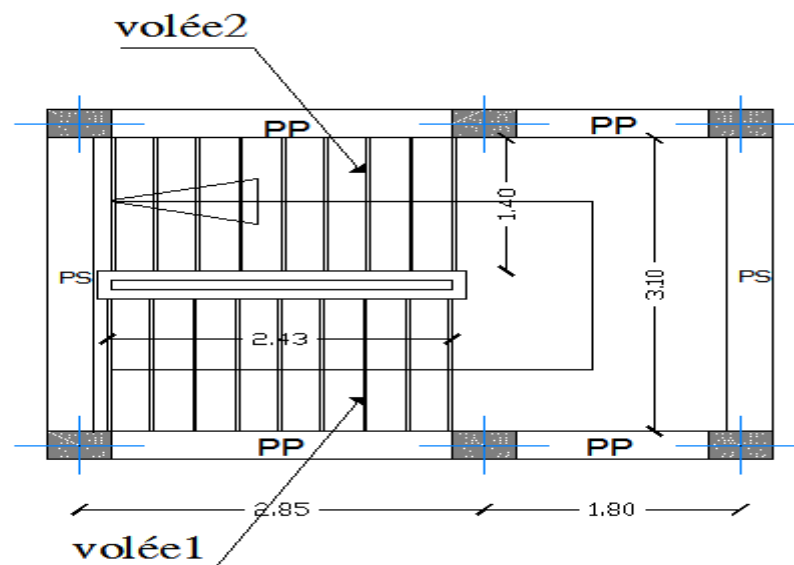


Figure 3.31 : Présentation schématique de la cage d'escalier

Notations utilisées

g : largeur des marches,

h : hauteur des contre marches,

H : hauteur de la volée,

L₂ : longueur de la paillasse projetée,

L₁ : largeur du 1^{er} palier,

ep : épaisseur de la paillasse et du palier.

Nous allons étudier deux paillasses comme représenté dans les schémas suivants :

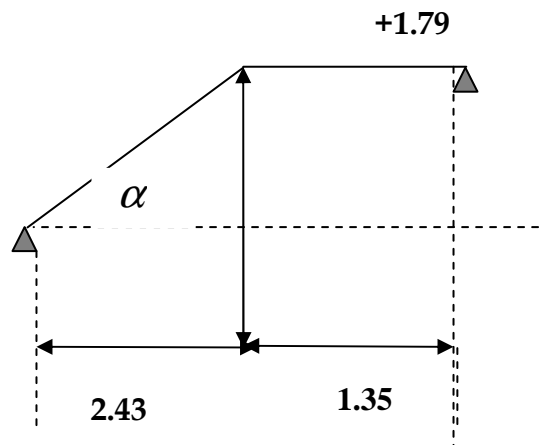


Figure 3.32 : schéma statique des escaliers RDC.

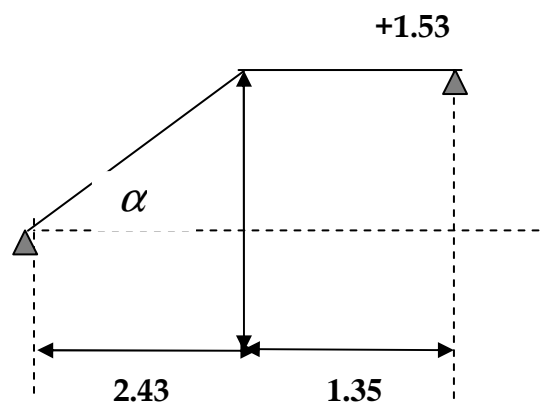


Figure 3.33 : schéma statique des escaliers etage courant.

b- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

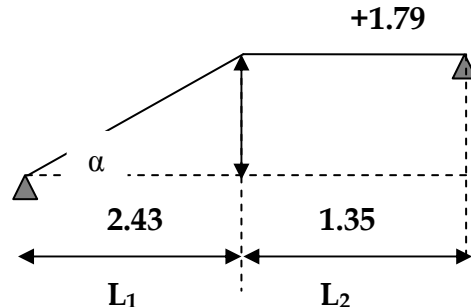
Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$L / 30 \leq e_p \leq L / 20$$

avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis.

Volée (1-2) du RDC :



$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha_1} + L_2$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{1.79}{2.43} = 0.73 \rightarrow \alpha_1 = 36.38^\circ$$

$$L = \frac{2.43}{\cos 36.38} + 1.35 = 3.01 + 1.35 = 4.37$$

$$\text{Donc : } 437 / 30 \leq e_p \leq 437 / 20 \rightarrow 14.57 \leq e_p \leq 21.85$$

Conclusion : On opte pour une pailleasse d'épaisseur $e_p = 17 \text{ cm}$.

Volée (1-2) de l'étage courant :

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha_2} + L_2$$

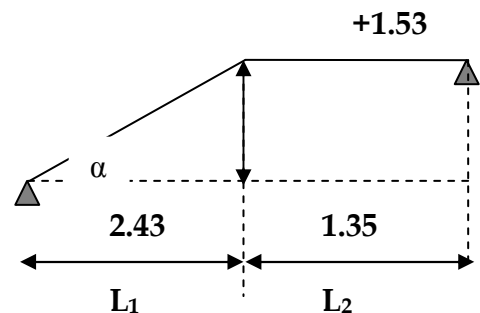
$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{1.53}{2.85} = 0.53 \rightarrow \alpha_2 = 32.20^\circ$$

$$L = \frac{2.43}{\cos 32.20} + 1.35 = 2.87 + 1.35 = 4.22 \text{ m.}$$

$$422 / 30 \leq e_p \leq 422 / 20 \rightarrow 14.06 \leq e_p \leq 21.1 \text{ cm}$$

Conclusion : On opte pour une pailleasse d'épaisseur $e_p = 17 \text{ cm}$.

Nous adopterons une épaisseur de pailleasse identique pour tous les niveaux qui est égale à 17 cm.



3.5.3 Détermination des Charges et surcharges

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

A) La volée :

- Poids des marches ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2.125 \text{ kN / m}$,
- Poids de la paillasse ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$)..... $\frac{1}{\cos 32.20} \times 0.17 \times 25 = 5.02 \text{ kN/m}$,
- Lit de sable ($\rho = 18 \text{ KN/m}^3$; $e=0,03$)..... $18 \times 1 \times 0,03 = 0,54 \text{ kN/ m}$,
- Mortier de pose ($\rho = 22 \text{ KN/m}^3$; $e=0,03$) $22 \times 1 \times 0,03 = 0,66 \text{ kN/ m}$,
- Carrelage (2cm; $\rho = 20 \text{ KN/m}^3$) $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/ m}$,
- Poids du garde corps..... $= 0,20 \text{ kN/ m}$,
- Enduit de plâtre (2cm; $\rho = 10 \text{ KN/m}^3$) $10 \times 0,02 = 0,20 \text{ kN/ m}$.

$$\underline{\underline{G=9.145 \text{ KN/ m}}}$$

B) Le palier :

- Poids propre du palier..... $0,17 \times 1 \times 25 = 4.25 \text{ KN/m}$,
- Poids total du revêtement..... $0.54 + 0.66 + 0.40 + 0.2 = 1.3 \text{ KN/m}$.

$$\underline{\underline{G=5.55 \text{ KN/m}}}$$

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier ; $Q = 2,5 \text{ kN/ m}$.

A) Combinaison de charges à l'ELU

- Volée : $q_u^v = 1.35 \times 9.145 + 1.5 \times 2.5 = 16.09 \text{ kN/m}$,
- Palier : $q_u^p = 1.35 \times 5.55 + 1.5 \times 2.5 = 11.24 \text{ kN/m}$.

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

B) Etude des poutres 1 et 3 :

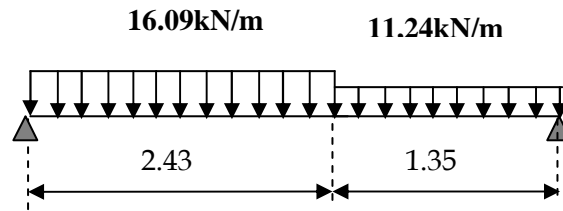


Figure 3.34 : poutre isostatique à l'ELU

B-1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 54.27 \text{ kN.}$$

$$\sum M /_A = 0 \rightarrow \frac{16.09 \times 2.43^2}{2} + 11.24 \times 1.35 \times \left(\frac{1.35}{2} + 2.43 \right) - 3.78 R_B = 0$$

$$\Leftrightarrow R_B = 22.50 \text{ kN}$$

Donc: $R_A = 31.76 \text{ kN}$

$$R_B = 22.50 \text{ kN.}$$

B-2) Calcul des efforts internes:

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.43 \text{ m}$

$$\sum M /_\delta = 0$$

$$M_z = -8.04x^2 + 31.76x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=2.43 \rightarrow M_z = 29.70 \text{ kN.m}$

$$T_y = -16.09x + 31.76$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 31.76 \text{ kN.}$
- Pour $x=2.43 \rightarrow T_y = -7.33 \text{ kN}$

$$M_z \text{ Atteint la valeur max à } x = \frac{31.76}{16.09} = 1.97 \text{ m}$$

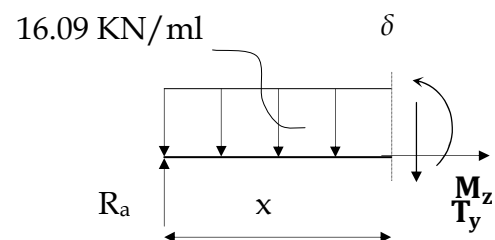
$$\text{En injectant } x=1.97 \text{ dans } M_z, \text{ on obtient } M_z^{\text{max}} = 31.55 \text{ kNm}$$

❖ 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$

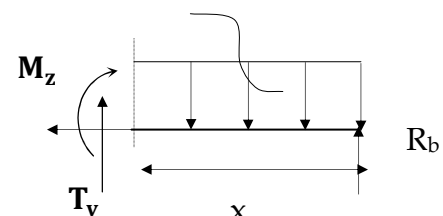
$$\sum M /_\delta = 0$$

$$M_z = 5.62x^2 - 22.50x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$



$$11.24 \text{ kN/ml}$$



- Pour $x=1.35 \rightarrow M_z = 20.13 \text{ kNm}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 11.24x - 22.50$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -22.50 \text{ kN}$.
- Pour $x=1.35 \rightarrow T_y = -7.33 \text{ kN}$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 31.55 = -9.47 \text{ kNm}$$

en travée :

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 31.55 = 26.82 \text{ kNm}.$$

B-3) Diagramme des Efforts internes:

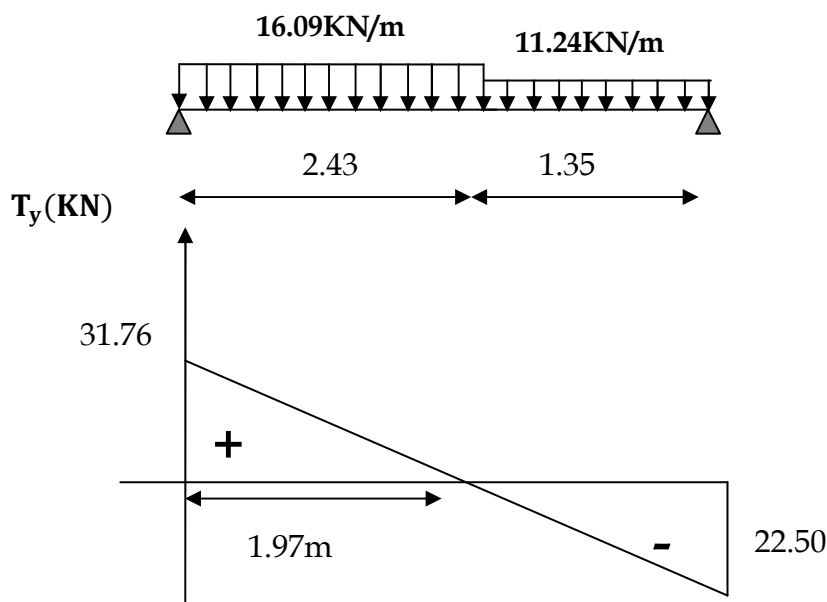


Figure3.35 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

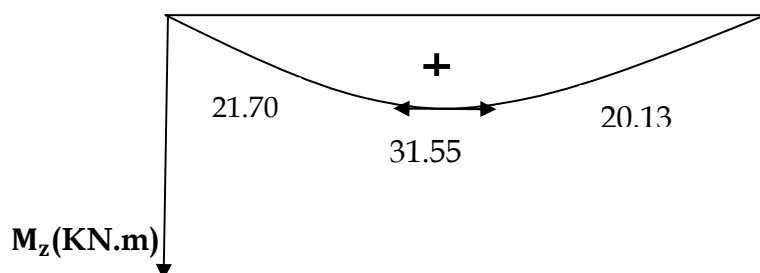


Figure3.36 : Diagramme des moments de calcul à l'ELU

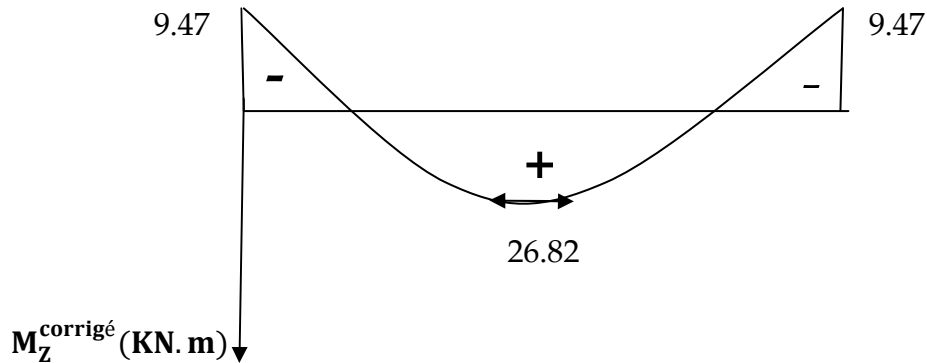


Figure3.37 : Diagramme des moments corrigés à l'ELU

3.5.4 Ferrailage des paillasse 1 et 3:

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p=17\text{cm}$).

- **Armatures longitudinales :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{26,82 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (150)^2} = 0,084 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{26,82 \times 10^3}{348 \times 15 \times 0,956} = 5,37 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6T12=6.79 cm²/ml** ; Soit 1T12 tous les 15cm.

- **Armatures de répartition :**

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4T10=3.14 cm²/ml** ; Soit 1T10 tous les 25cm.

3.5.5 Vérifications à l'ELU

1)-Espaceement des armatures :

L'espaceement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales

$S_t = 15 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{51 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$, condition vérifiée.

Armatures de répartition

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{68 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}, \text{ condition vérifiée,}$$

2)-Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2 > 2.05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

3)-Contrainte tangentielle: (Art A.5.1, 1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} \text{ MPa} \Leftrightarrow \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \right\} \text{ MPa} \Leftrightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \} \text{ MPa}$$

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

Calcul de τ_u^{max}

$$V_{\text{max}} = 31.76 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{31.76 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.217 \text{ MPa} \Leftrightarrow \tau_u = 0.217 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

4)- Entrainement des barres : (Art. A.6.1, 3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\text{max}}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\mu_i = n \times 2 \pi R = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.76 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 226.08} = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} ; \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 1.04 \text{ MPa} \\ \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5)- Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

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

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la paillasse dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4. L_s** pour les aciers H.A, **donc : $L_c = 17 \text{ cm}$.**

6)- Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 31.76 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 150} = 0.47 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

7)- Influence effort tranchant sur armatures : (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{31,76.10^3}{348.100} = 0.91 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

3.5.6 Calcul à l'ELS :

A) Combinaison de charges à l'ELS :

- **Volée :** $q_u^v = 1 \times 9.145 + 1 \times 2.5 = 11.65 \text{ kN/m}$
- **Pilier :** $q_u^p = 1 \times 5.55 + 1 \times 2.5 = 8.05 \text{ kN/m}$

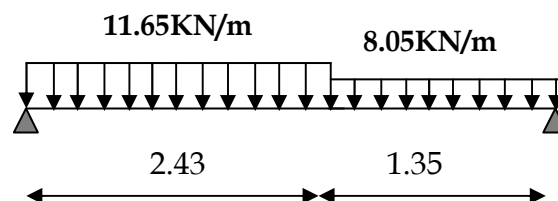


Figure 3.38 : poutre isostatique à l'ELS

B) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 39.16 \text{ kN.}$$

$$\sum M /_A = 0 \rightarrow \frac{11.65 \times 2.43^2}{2} + 8.05 \times 1.35 \times \left(\frac{1.35}{2} + 2.43 \right) - 3.78 R_B = 0 \Leftrightarrow R_B = 18.03 \text{ kN}$$

$$\text{Donc: } R_A = 21.13 \text{ kN}$$

$$R_B = 18.03 \text{ kN.}$$

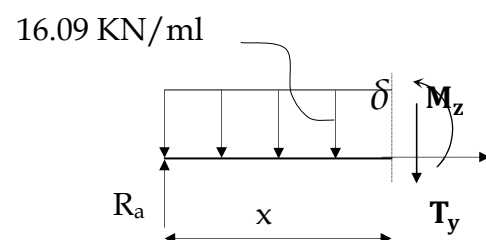
B-1) Calcul des efforts internes:

❖ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 2.43 \text{ m}$

$$\sum M /_\delta = 0$$

$$M_z = -5.83x^2 + 21.13x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=2.43 \rightarrow M_z = 16.95 \text{ kNm}$



$$T_y = -11.65x + 21.13$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 21.13 \text{ kN}$.
- Pour $x=2.43 \rightarrow T_y = -7.17 \text{ kN}$

M_z Atteint la valeur max à $x = \frac{21.13}{11.65} = 1.81 \text{ m}$

En injectant $x=1.97$ dans M_z , on obtient $M_z^{\max} = 19.15 \text{ kNm}$

❖ **2^{ème} tronçon :** $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$

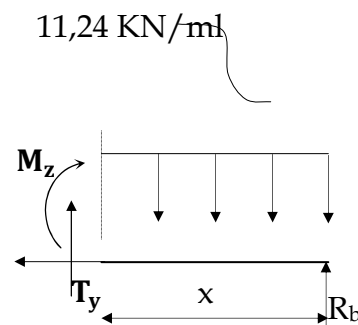
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = 4.03x^2 - 18.03x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.35 \rightarrow M_z = 17 \text{ kNm}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 8.05x - 18.03$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -18.03 \text{ kN}$.
- Pour $x=1.35 \rightarrow T_y = -7.17 \text{ kN}$



Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

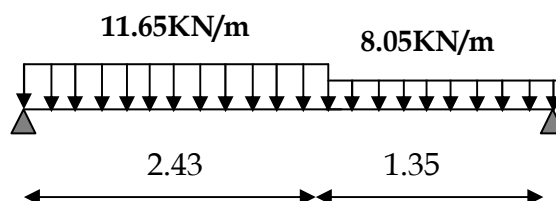
Aux appuis :

$$M_{a1} = -0.3 \cdot M_z^{\max} = -0.3 \times 19.15 = -5.75 \text{ kNm}$$

En travée :

$$M_{t1} = 0.85 \cdot M_z^{\max} = 0.85 \times 19.15 = 16.28 \text{ kNm}$$

B-3) Diagramme des Efforts internes:



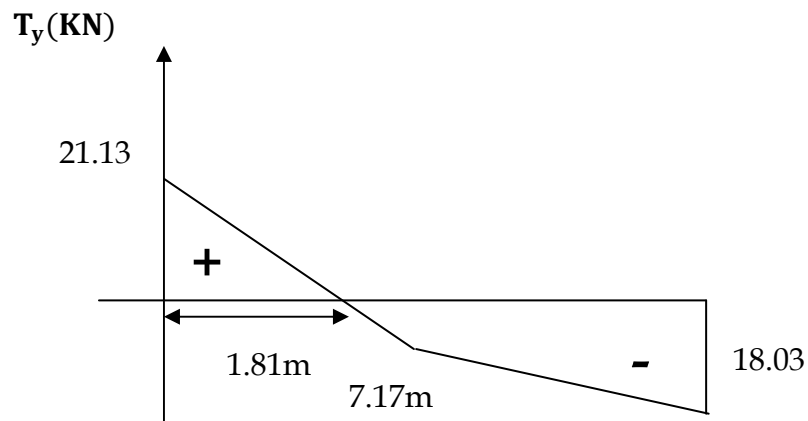


Figure3.39 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

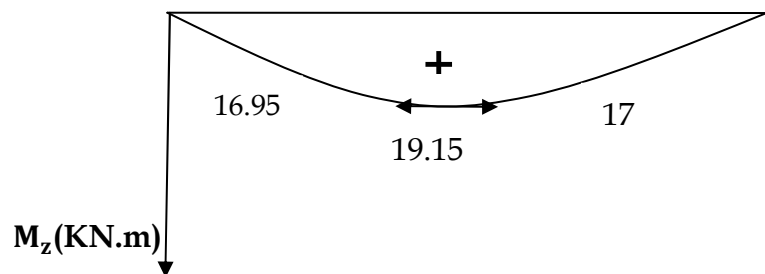


Figure3.40 : Diagramme des moments de calcul à l'ELU

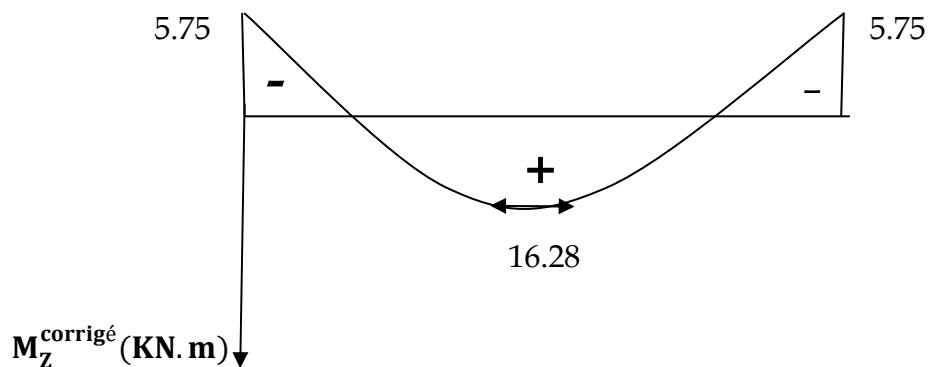


Figure 3.41: Diagramme des moments corrigés à l'ELU

3.5.6 Vérification à l'ELS :

1)-Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

2)-Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

- Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6.79}{100 \times 17} \times 100 = 0.452$$

$$\rho_1 = 0.452 \Rightarrow k_1 = 34.02 \text{ et } \beta_1 = 0.893$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16.28 \times 10^6}{0.893 \times 150 \times 679} = 179 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 179 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{179}{34.02} = 5.26 ; \quad \sigma_{bc} = 5.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.26 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

3)-Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{17}{378} = 0.045.$

- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

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

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3780}{500} = 7.56 \text{ mm}$

avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

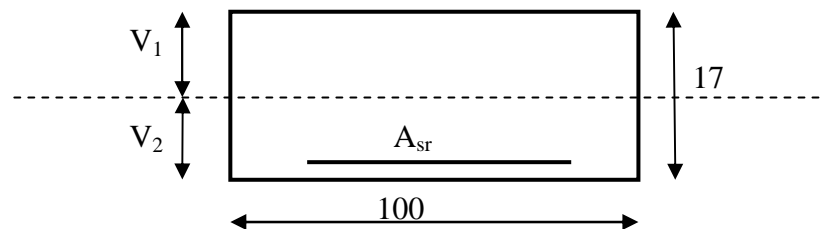
E : Module de déformation différé = 10819 MPa (**voir chapitre 1**)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

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

μ, λ_v : Coefficients.



❖ Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 6.79$$

$$B_0 = 1801.9 \text{ cm}^2$$

❖ Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx

$$S_{/xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 6.79 \times 15 = 15977.75 \text{ cm}^3$$

$$S_{/xx} = \underline{\underline{15977.75 \text{ cm}^3}}$$

❖ Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{15977.75}{1801.9} = 8.87 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 8.87 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.87 = 8.13 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = 8.13 \text{ cm}$$

❖ Moment d'inertie de la section homogénéisée/G

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (8.87^3 + 8.13^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6.79 (8.13 - 2)^2$$

$$I_0 = \underline{\underline{44996 \text{ cm}^4}}$$

❖ Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6.79}{100 \times 15} = 0.0045$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0045 \times ((2 + 3))} = 4.67$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1.868$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0045 \times 178.59 + 2.1} = 0.324$$

$$\mu = \underline{\underline{0.308}}$$

❖ Calcul de l'inertie fictive I_f

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 44996}{1 + 1.868 \times 0.308} = 116554.57 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \underline{\underline{31418.91 \text{ cm}^4}}$$

❖ Calcul de flèche :

$$f = \frac{16.28 \times (3780)^2 \times 10}{10819 \times 31418.91} = 6.84 \text{ mm}$$

$$f = \underline{\underline{6.84 \text{ mm}}}.$$

$$f = 7.29 \text{ mm} < \bar{f} = 7.8 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{flèche admissible.}$$

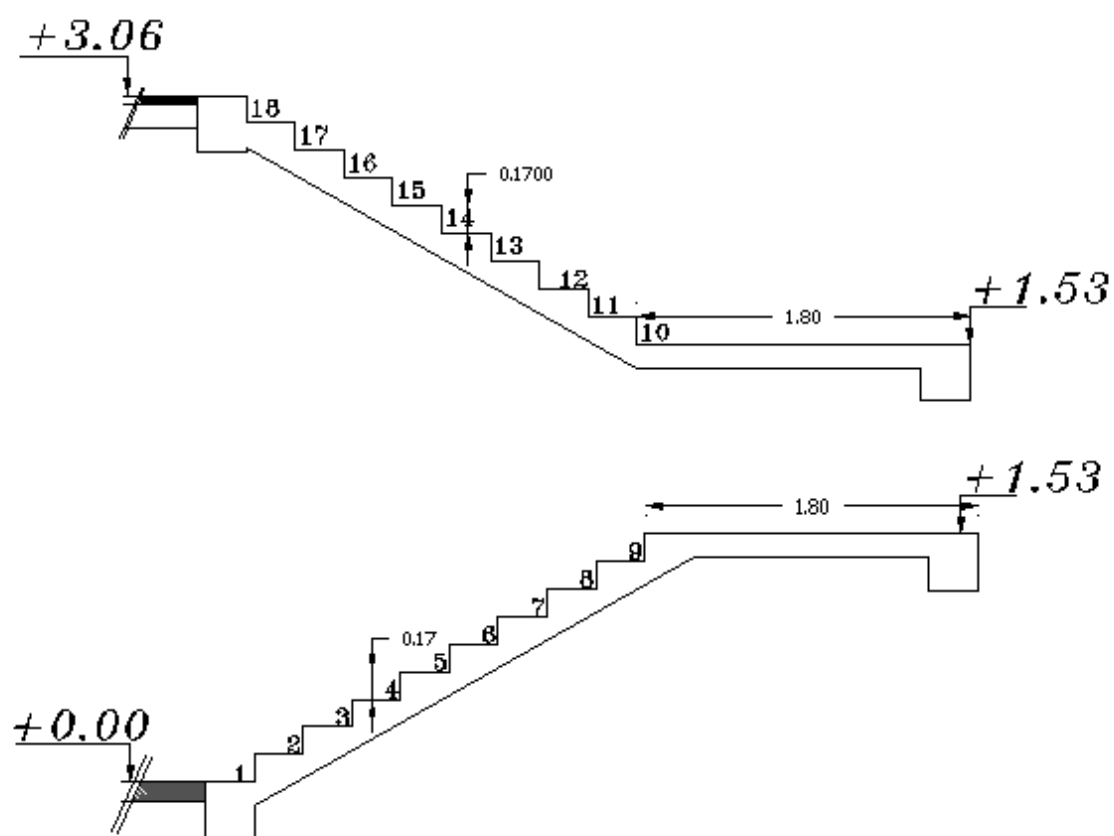


Figure 3.42 : Coffrage des escaliers.

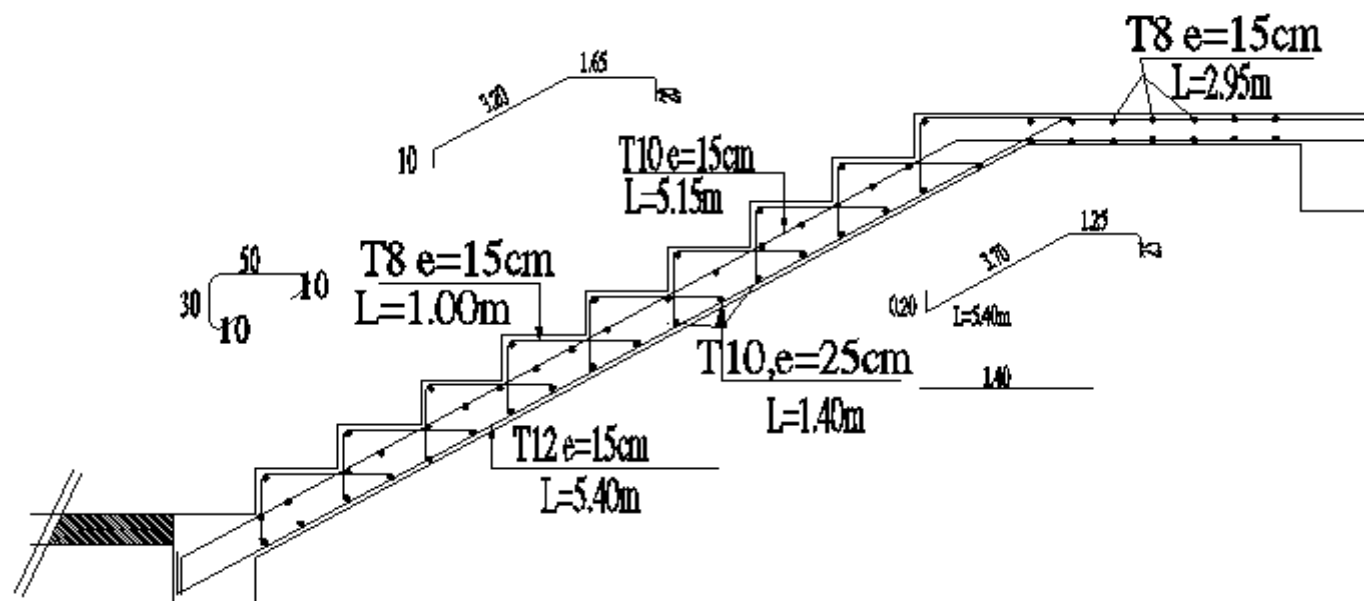


Figure 3.43 : Ferrailages des escaliers volée 1

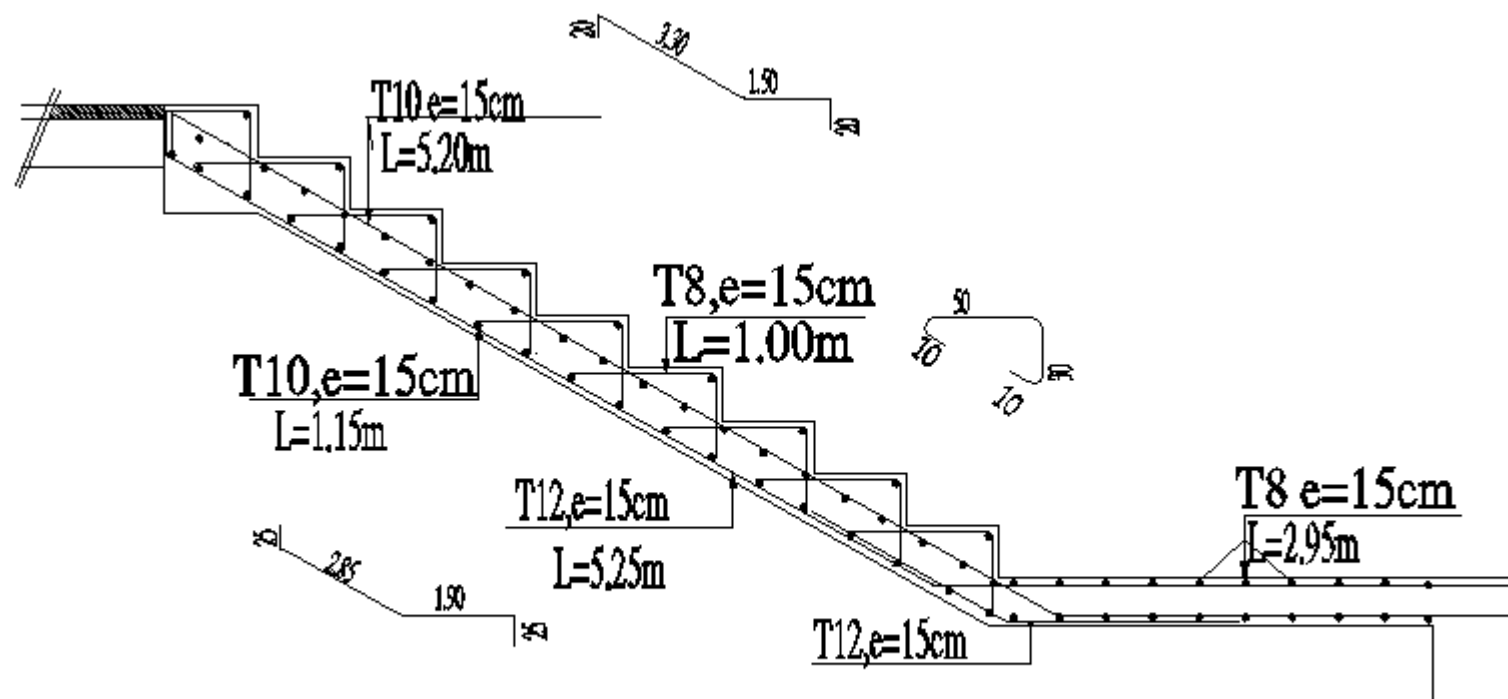


Figure 3.44 : Ferrailages des escaliers volée 2.

3.6 Calcul de la poutre palière

La poutre palière est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

3.6.1 prédimensionnement

- Hauteur

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$L=3.10m$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.66 \leq h \leq 31 \text{ cm.}$$

Selon le RPA99 modifié 2003 $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow$ on opte pour $h = 30 \text{ [cm]}$

- Largeur

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

$$\text{Selon le RPA99} \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 25 \text{ [cm]}$$

Section adoptée

Poutre palière $\Rightarrow (25 \times 30) \text{ cm}^2$

3.6.2 Détermination des charges et surcharges

a) Charges permanentes

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_1 = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Poids du mur : } G_2 = 2.94 \times 1.03 = 3.02 \text{ KN/ml}$$

b) Chargement dû aux réactions du palier

$$R_B = 22.50 \text{ kN (ELU)}$$

$$R_B = 18.03 \text{ kN (ELS)}$$

3.6.3 Calcul à l'ELU

1) Combinaison de charges

$$q_u = 1.35(1.875 + 3.02) + 22.50 = 37.26 \text{ kN/ml.}$$

- **Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 37.26 \times \frac{3.1^2}{8} = 44.76 \text{ kNm.}$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 44.76 = 13.83 \text{ kNm.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_a = 0.85 M_0 = 0.85 \times 44.76 = 38.05 \text{ kNm}$$

- **Effort tranchants**

$$T_u = \frac{qu l}{2} = 37.26 \times \frac{3.1}{2} = 57.75 \text{ KN.}$$

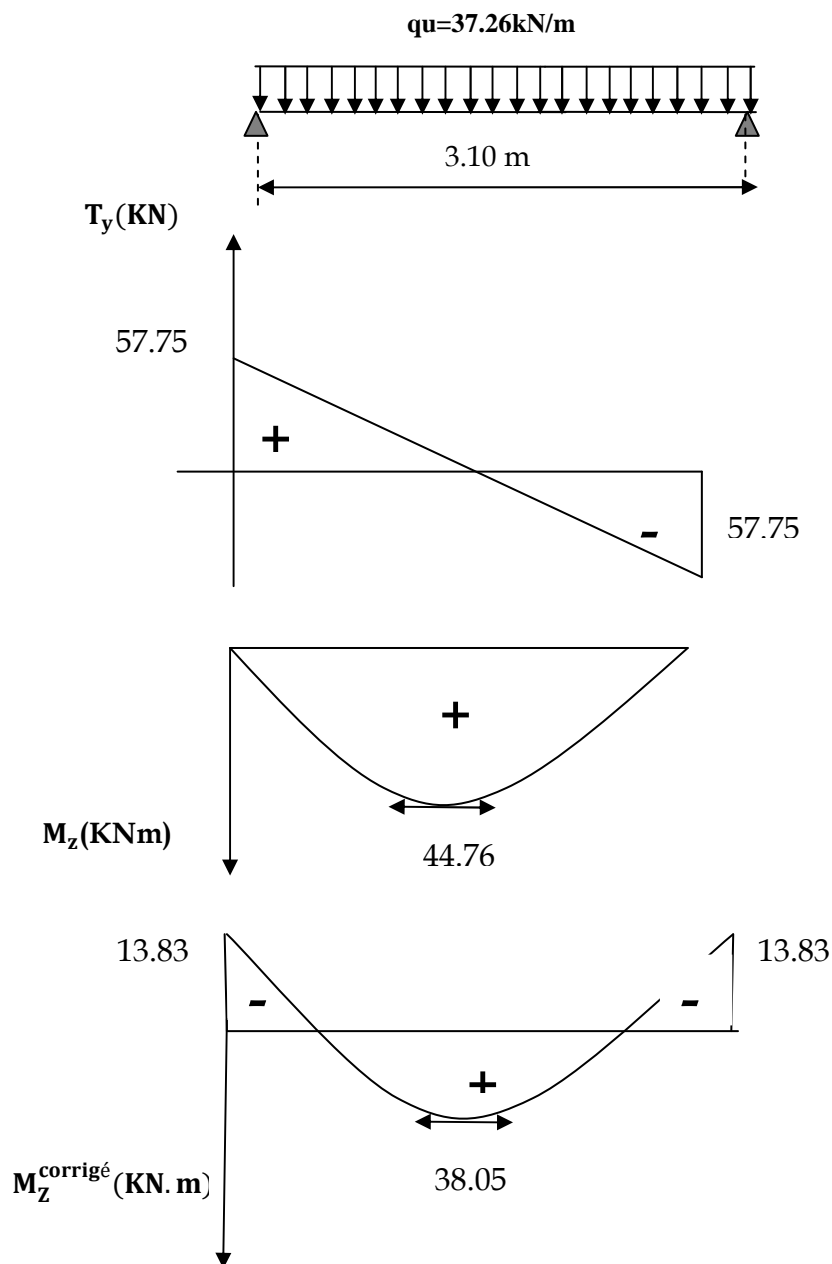


Figure 3.45 : Diagramme effort internes à l'ELU

❖ En travée

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{38.05 \times 10^5}{25 \times 28^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.136 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.136 \Rightarrow \beta = 0.927$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{38.05 \times 10^5}{0.927 \times 28 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 4.21 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA14 = 4.62 cm².**

❖ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.83 \times 10^5}{25 \times 28^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.05 \Rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.83 \times 10^5}{0.974 \times 28 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1.46 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12 = 3.39 cm².**

3.6.4 Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.845 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

2) Entrainement des barres : (Art. A.6.1, 3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y'ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.1 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{57.75 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.1} = 2.03 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_{se} = 2.03 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \tau_{se} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3) Influence de l'effort tranchant sur les armatures aux appuis (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{57.75 \cdot 10^3}{348.100} = 1.66 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \dots \dots \dots$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

4) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91)

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 57.75 \times 10^3}{2500 \times 0.9 \times 280} = 0.183 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5) Calcul des armatures transversales

5-1) Diamètre armatures transversales (Art A.7.2 / BAEL91)

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35} , \varphi_1 , \frac{b}{10} \right) \right\}$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{300}{35} , 12 , \frac{250}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\phi 8$; Donc : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

5-2) Espacement max des armatures transversales (Art A.5.1, 22 / BAEL91)

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(25.2 ; 40\text{cm}) = 25.2\text{cm}$$

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales**• Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 1.2\right\}\right) = \min(7.5\text{cm} ; 14.4\text{cm}) = 7.5\text{cm}$$

On opte pour : $S_t = 7\text{cm}$

• Zone courante

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

Soit : $S_{t \max} \leq \min(25.2\text{cm} ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$

On opte pour $S_{t \max} = 15\text{cm}$

• Quantité d'armatures transversales minimale

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du RPA}$ condition vérifiée

❖ Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1, 22 / BAEL91)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4bS_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} = 0.375 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du BAEL}$ condition vérifiée

3.6.5 Calcul à l'ELS**1) Combinaison de charges**

$$q_u = 1(1.875 + 3.02) + 18.03 = 22.93 \text{ kN/ml}.$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 22.93 \times \frac{3.1^2}{8} = 27.54 \text{ kNm}.$$

Moment aux appuis : $M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 27.54 = 8.62 \text{ kNm}$.

Moment en travée : $M_a = 0.85 M_0 = 0.85 \times 27.54 = 23.41 \text{ kNm}$

Effort tranchants

$$T_u = \frac{qu l}{2} = 22.93 \times \frac{3.1}{2} = 35.54 \text{ kN}.$$

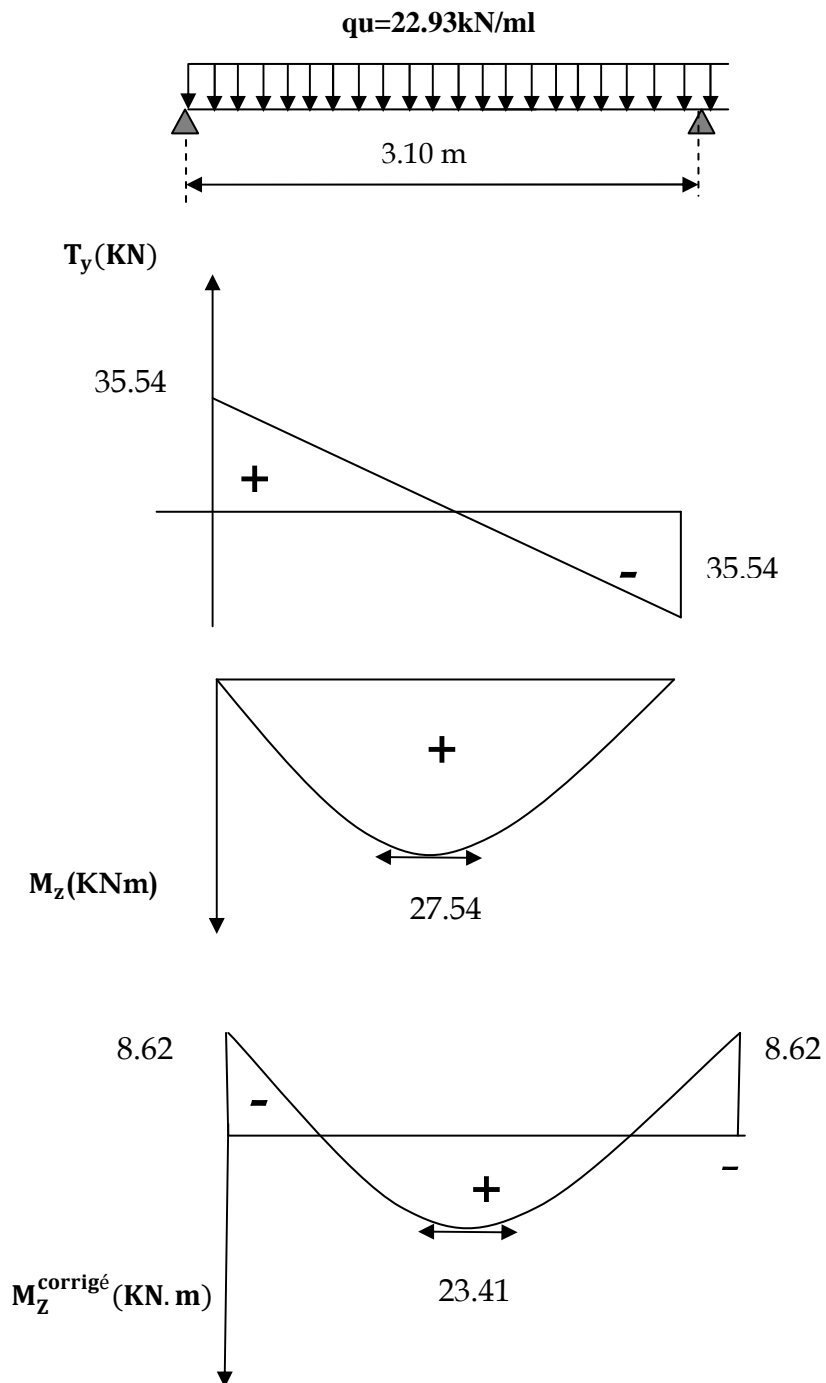


Figure 3.46 : Diagramme effort internes à l'ELS

3.6.5 Vérification à l'ELS

1) Etat limite d'ouverture des fissures

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

2) Etat limite de compression de béton

En travée

- **Contrainte dans l'acier**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{25 \times 28} \times 100 = 0.660$$

$$\rho_1 = 0.660 \Rightarrow k_1 = 27.02 \text{ et } \beta_1 = 0.881$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{23.41 \times 10^6}{0.881 \times 280 \times 462} = 205.41 \text{ MPa ;}$$

$$\sigma_s = 205.4 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{205.4}{27.02} = 7.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.60 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Condition vérifiée.}$$

aux appuis

- **Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 28} \times 100 = 0.484$$

$$\rho_1 = 0.484 \Rightarrow k_1 = 35.62 \text{ et } \beta_1 = 0.895$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{23.41 \times 10^6}{0.895 \times 280 \times 339} = 275.56 \text{ MPa ;}$$

$$\sigma_s = 275.56 \geq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Condition vérifiée.}$$

3) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{30}{310} = 0.096$
- $\frac{1}{16} = 0.0625$. $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$ **Condition vérifiée**

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0066$

- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{23.41}{10 \times 27.57} = 0.089$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

Conclusion : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

- 3HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- 1cadre et 1 étrier en HA8.

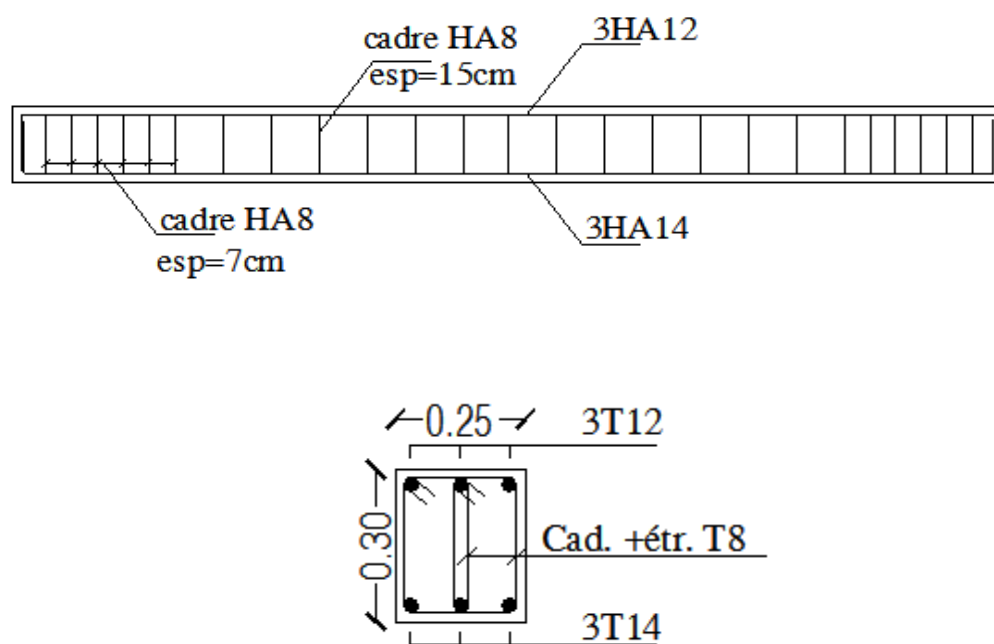


Figure3.34 : Ferrailage de la poutre palière

Introduction

Le contreventement d'une structure est constitué de l'ensemble des éléments verticaux destinés à assurer sa stabilité, sous n'importe quelles sollicitations (séisme, vent, charges verticales).

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens longitudinale et transversale. Cela nous amène alors à déterminer le pourcentage de l'effort sismique que reprend chaque'un de ces éléments (portiques et voiles), afin de définir le type de contreventement.

4.1 Caractéristiques géométriques des portiques

4.1.1) Calcul des rigidités linéaires des poteaux

$$\text{Poteau : } K_p = \frac{I_p}{h_c}$$

$$\text{Poutre : } K_{pr} = \frac{I_{pr}}{l_c}$$

avec : I_p : inertie du poteau considéré,

I_{pr} : inertie de la poutre considérée,

h_c : hauteur de calcul = $\min(\bar{h} + \frac{e_{pot}}{2}; h_0)$,

h : hauteur entre nus des appuis,

e_{pot} : épaisseur des poteaux,

h_0 : hauteur entre faces supérieures des planchers successifs,

l_c : longueur de calcul = $\min(\bar{l} + \frac{e_{pr}}{2}; l_0)$,

\bar{l} : longueur entre nus des appuis,

l_0 : longueur entre axe des poteaux,

e_{pr} : hauteur des poutre.

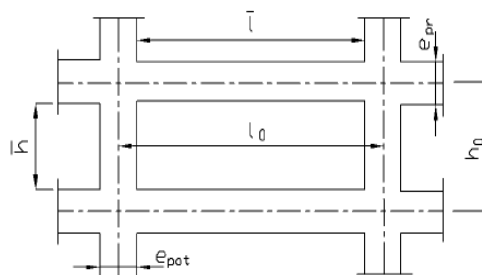
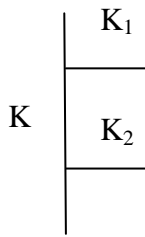


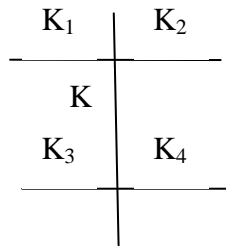
Figure 4.1 : Identification des paramètres

4.1.2) Calcul des coefficients de rigidités des niveaux <<K_j>>

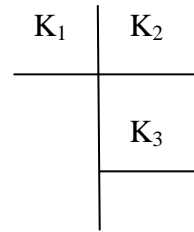
Niveau courant :



$$K_j = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

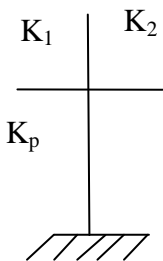


$$K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$

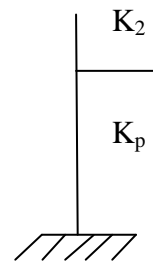


$$K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

Niveau RDC :



$$K_j = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$K_j = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$

avec :

K₁, K₂, K₃, rigidités linéaires, K_j : rigidité moyenne.

4.1.3) Calcul des coefficients correcteurs <<a_j>>

Niveau courant : $a_j = \frac{K_j}{2 + K_j}$

Niveau RDC : $a_j = \frac{0.5 + K_j}{2 + K_j}$

4.1.4) Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens

Niveau courant : $r_j = a_j \cdot K_p \cdot \frac{12E}{h_c^2}$

Niveau RDC : Poteau encastré à sa base : $r_j = a_j \cdot K_p \cdot \frac{12E}{h_c^2}$

Poteau articulé à sa base : $r_j = a_j \cdot K_p \cdot \frac{3E}{h_c^2}$

E : module de déformation du béton, Pour un ciment CPJ425 dosé à 350 Kg/m³ et pour des charges de courte durée d'application on a E=3,21642 x 10⁵ daN/cm².

4.1.5) Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens

$$R_j = \frac{12E}{h_c^2} \cdot \sum a_j \cdot K_p$$

Les résultats de calcul obtenus par les différentes formules sont donnés dans les tableaux ci après :

A) Calcul suivant le sens transversal « xx' »

Tableau 4.1 : Rigidités linéaire des poutres files A, B, C, D, G

NIV	travées	L (cm)	h poutre (cm)	Lc (cm) (poutre)	I poutre (cm ⁴)	K pout (cm ³)
9 et 10	(1-2)	330	30	345	67500	195.652
	(2-3)	335	30	350	67500	192.857
	(3-4)	355	30	370	67500	182.432
	(4-5)	355	30	370	67500	182.432
	(5-6)	335	30	350	67500	192.857
	(6-7)	330	30	345	67500	195.652
6,7, et 8	(1-2)	325	30	340	67500	198.529
	(2-3)	330	30	345	67500	195.652
	(3-4)	350	30	365	67500	184.932
	(4-5)	350	30	365	67500	184.932
	(5-6)	330	30	345	67500	195.652
	(6-7)	325	30	340	67500	198.529
3,4 et 5	(1-2)	320	30	335	67500	201.493
	(2-3)	325	30	340	67500	198.529
	(3-4)	345	30	360	67500	187.500
	(4-5)	345	30	360	67500	187.500
	(5-6)	325	30	340	67500	198.529
	(6-7)	320	30	335	67500	201.493
RDC, 1, et 2	(1-2)	315	30	330	67500	204.545
	(2-3)	320	30	335	67500	201.493
	(3-4)	340	30	355	67500	190.141
	(4-5)	340	30	355	67500	190.141
	(5-6)	320	30	335	67500	201.493
	(6-7)	315	30	330	67500	204.545

Tableau 4.2 : Rigidités linéaire des poutres files E et F

NIV	travées	L (cm)	h poutre (cm)	Lc(poutre) (cm)	Ipoutre (cm ⁴)	K pout (cm ³)
9 et 10	(2-3)	335	30	350	67500	192.857
	(3-4)	355	30	370	67500	182.432
	(4-5)	355	30	370	67500	182.432
	(5-6)	335	30	350	67500	192.857
6,7, et 8	(2-3)	330	30	345	67500	195.652
	(3-4)	350	30	365	67500	184.932
	(4-5)	350	30	365	67500	184.932
	(5-6)	330	30	345	67500	195.652
3,4 et 5	(2-3)	325	30	340	67500	198.529
	(3-4)	345	30	360	67500	187.500
	(4-5)	345	30	360	67500	187.500
	(5-6)	325	30	340	67500	198.529
1,et 2	(2-3)	320	30	335	67500	201.493
	(3-4)	340	30	355	67500	190.141
	(4-5)	340	30	355	67500	190.141
	(5-6)	320	30	335	67500	201.493

Tableau 4.3 : Rigidités linéaire des poteaux files A, B, C, D, G

NIV	POTEAUX	h(cm)	e pot (cm)	hc (pot) (cm)	I poteau (cm ⁴)	Kpot[cm ³]
9 et 10	1	306	40	326	90000	276.074
	2	306	40	326	90000	276.074
	3	306	40	326	90000	276.074
	4	306	40	326	90000	276.074
	5	306	40	326	90000	276.074
	6	306	40	326	90000	276.074
	7	306	40	326	90000	276.074
6,7 et 8	1	306	45	328.5	160781.25	489.441
	2	306	45	328.5	160781.25	489.441
	3	306	45	328.5	160781.25	489.441
	4	306	45	328.5	160781.25	489.441
	5	306	45	328.5	160781.25	489.441
	6	306	45	328.5	160781.25	489.441
	7	306	45	328.5	160781.25	489.441
3,4, et 5	1	306	55	333.5	417656.25	1252.343
	2	306	55	333.5	417656.25	1252.343
	3	306	55	333.5	417656.25	1252.343
	4	306	55	333.5	417656.25	1252.343
	5	306	55	333.5	417656.25	1252.343
	6	306	55	333.5	417656.25	1252.343

	7	306	55	333.5	417656.25	1252.343
1 et 2	1	306	60	336	625000	1860.119
	2	306	60	336	625000	1860.119
	3	306	60	336	625000	1860.119
	4	306	60	336	625000	1860.119
	5	306	60	336	625000	1860.119
	6	306	60	336	625000	1860.119
	7	306	60	336	625000	1860.119
RDC	1	357	60	387	625000	1614.987
	2	357	60	387	625000	1614.987
	3	357	60	387	625000	1614.987
	4	357	60	387	625000	1614.987
	5	357	60	387	625000	1614.987
	6	357	60	387	625000	1614.987
	7	357	60	387	625000	1614.987

Tableau 4.4 : Rigidités linéaire des poteaux files E et F

NIV	POTEAUX	h(cm)	e pot (cm)	hc (pot) (cm)	I poteau (cm ⁴)	Kpot[cm ³]
9 et 10	2	306	40	326	90000	276.074
	3	306	40	326	90000	276.074
	4	306	40	326	90000	276.074
	5	306	40	326	90000	276.074
	6	306	40	326	90000	276.074
6,7 et 8	2	306	45	328.5	160781.25	489.441
	3	306	45	328.5	160781.25	489.441
	4	306	45	328.5	160781.25	489.441
	5	306	45	328.5	160781.25	489.441
	6	306	45	328.5	160781.25	489.441
3,4, et 5	2	306	55	333.5	417656.25	1252.343
	3	306	55	333.5	417656.25	1252.343
	4	306	55	333.5	417656.25	1252.343
	5	306	55	333.5	417656.25	1252.343
	6	306	55	333.5	417656.25	1252.343
1 et 2	2	306	60	336	625000	1860.119
	3	306	60	336	625000	1860.119
	4	306	60	336	625000	1860.119
	5	306	60	336	625000	1860.119
	6	306	60	336	625000	1860.119

B) Calcul suivant le sens longitudinal « YY' »

Tableau 4.5 : Rigidités linéaire des poutres files 2, 3, 4, 5 et 6

NIV	travées	L (cm ⁴)	h poutre (cm ⁴)	Lc (poutre) (cm ⁴)	I poutre (cm ⁴)	K pout (cm ⁴)
9 et 10	A-B	430	40	450	160000	355.555556
	B-C	400	40	420	160000	380.952381
	C-D	255	40	275	160000	581.818182
	D-E	150	40	170	160000	941.176471
	E-F	470	40	490	160000	326.530612
6,7, et 8	A-B	425	40	445	160000	359.550562
	B-C	395	40	415	160000	385.542169
	C-D	250	40	270	160000	592.592593
	D-E	145	40	165	160000	969.69697
	E-F	465	40	485	160000	329.896907
3,4 et 5	A-B	420	40	440	160000	363.636364
	B-C	390	40	410	160000	390.243902
	C-D	245	40	265	160000	603.773585
	D-E	140	40	160	160000	1000
	E-F	460	40	480	160000	333.333333
1,et 2	A-B	415	40	435	160000	367.816092
	B-C	385	40	405	160000	395.061728
	C-D	240	40	260	160000	615.384615
	D-E	135	40	155	160000	1032.25806
	E-F	455	40	475	160000	336.842105
RDC	A-B	415	40	435	160000	367.816092
	B-C	385	40	405	160000	395.061728
	C-D	240	40	260	160000	615.384615
	D-E	135	40	155	160000	1032.25806
	E-F	455	40	475	160000	336.842105
	F-G	455	40	475	160000	336.842105

Tableau 4.6 : Rigidités linéaire des poutres files 1 et 7

NIV	travées	L(cm ⁴)	hpoutre (cm ⁴)	Lc(poutre) (cm ⁴)	I poutre (cm ⁴)	K pout (cm)
9 et 10	A-B	430	40	450	160000	355.555556
	B-C	400	40	420	160000	380.952381
	C-D	255	40	275	160000	581.818182
6,7, et 8	A-B	425	40	445	160000	359.550562
	B-C	395	40	415	160000	385.542169
	C-D	250	40	270	160000	592.592593
3,4 et 5	A-B	420	40	440	160000	363.636364
	B-C	390	40	410	160000	390.243902
	C-D	245	40	265	160000	603.773585
1,et 2	A-B	415	40	435	160000	367.816092
	B-C	385	40	405	160000	395.061728
	C-D	240	40	260	160000	615.384615
RDC	A-B	415	40	435	160000	367.816092
	B-C	385	40	405	160000	395.061728
	C-D	240	40	260	160000	615.384615
	D-E	135	40	155	160000	1032.25806
	E-F	455	40	475	160000	336.842105
	F-G	455	40	475	160000	336.842105

Tableau 4.7 : Rigidités linéaire des poteaux files 2, 3, 4, 5 et 6

NIV	POTEAUX	h(cm)	e pot	hc (pot)	I poteau	K pot(cm ³)
9 et 10	A	306	40	326	160000	490.797546
	B	306	40	326	160000	490.797546
	C	306	40	326	160000	490.797546
	D	306	40	326	160000	490.797546
	E	306	40	326	160000	490.797546
	F	306	40	326	160000	490.797546
6,7 et 8	A	306	45	328.5	265781.25	809.075342
	B	306	45	328.5	265781.25	809.075342
	C	306	45	328.5	265781.25	809.075342
	D	306	45	328.5	265781.25	809.075342
	E	306	45	328.5	265781.25	809.075342
	F	306	45	328.5	265781.25	809.075342
3,4, et 5	A	306	55	333.5	623906.25	1870.78336
	B	306	55	333.5	623906.25	1870.78336
	C	306	55	333.5	623906.25	1870.78336
	D	306	55	333.5	623906.25	1870.78336
	E	306	55	333.5	623906.25	1870.78336
	F	306	55	333.5	623906.25	1870.78336

1 et 2	A	306	60	336	900000	2678.57143
	B	306	60	336	900000	2678.57143
	C	306	60	336	900000	2678.57143
	D	306	60	336	900000	2678.57143
	E	306	60	336	900000	2678.57143
	F	306	60	336	900000	2678.57143
RDC	A	357	60	33.57	900000	26809.6515
	B	357	60	33.57	900000	26809.6515
	C	357	60	33.57	900000	26809.6515
	D	357	60	33.57	900000	26809.6515
	E	357	60	33.57	900000	26809.6515
	F	357	60	33.57	900000	26809.6515
	G	357	60	33.57	900000	26809.6515

Tableau 4.8 : Rigidités linéaire des poteaux files 1 et 2

NIV	POTEAUX	h(cm)	e pot (cm)	hc (pot) (cm)	I poteau (cm ⁴)	K pot (cm ³)
9 et 10	A	306	40	326	160000	490.797546
	B	306	40	326	160000	490.797546
	C	306	40	326	160000	490.797546
	D	306	40	326	160000	490.797546
6,7 et 8	A	306	45	328.5	265781.25	809.075342
	B	306	45	328.5	265781.25	809.075342
	C	306	45	328.5	265781.25	809.075342
	D	306	45	328.5	265781.25	809.075342
3,4, et 5	A	306	55	333.5	623906.25	1870.78336
	B	306	55	333.5	623906.25	1870.78336
	C	306	55	333.5	623906.25	1870.78336
	D	306	55	333.5	623906.25	1870.78336
1 et 2	A	306	60	336	900000	2678.57143
	B	306	60	336	900000	2678.57143
	C	306	60	336	900000	2678.57143
	D	306	60	336	900000	2678.57143
RDC	A	3.57	60	33.57	900000	26809.6515
	B	3.57	60	33.57	900000	26809.6515
	C	3.57	60	33.57	900000	26809.6515
	D	3.57	60	33.57	900000	26809.6515
	E	3.57	60	33.57	900000	26809.6515
	F	3.57	60	33.57	900000	26809.6515
	G	3.57	60	33.57	900000	26809.6515

Rigidités des portiques transversaux :**Tableau 4.9 : Rigidité des portiques A-A, B-B, C-C, D-D, et G-G par niveau**

NIV	POT	Kpot[cm ³]	travées	K pout (cm ³)	K	aj	hc pot(cm ³)	rj [daN/cm]	Rjx [daN/cm]
9 et 10	1	276.074	(1-2)	195.652	0.714	0.263	326	2637.470	25746.475
	2	276.074	(2-3)	192.857	1.418	0.415	326	4158.749	
	3	276.074	(3-4)	182.432	1.369	0.406	326	4074.158	
	4	276.074	(4-5)	182.432	1.331	0.400	326	4005.719	
	5	276.074	(5-6)	192.857	1.369	0.406	326	4074.158	
	6	276.074	(6-7)	195.652	1.418	0.415	326	4158.749	
	7	276.074			0.714	0.263	326	2637.470	
6,7 et 8	1	489.441	(1-2)	198.529	0.409	0.170	328.5	2970.026	30720.796
	2	489.441	(2-3)	195.652	0.811	0.289	328.5	5052.069	
	3	489.441	(3-4)	184.932	0.783	0.281	328.5	4925.948	
	4	489.441	(4-5)	184.932	0.761	0.276	328.5	4824.709	
	5	489.441	(5-6)	195.652	0.783	0.281	328.5	4925.948	
	6	489.441	(6-7)	198.529	0.811	0.289	328.5	5052.069	
	7	489.441			0.409	0.170	328.5	2970.026	
3,4, et 5	1	1252.343	(1-2)	201.493	0.162	0.075	333.5	3258.504	35938.701
	2	1252.343	(2-3)	198.529	0.322	0.139	333.5	6023.768	
	3	1252.343	(3-4)	187.500	0.310	0.134	333.5	5840.071	
	4	1252.343	(4-5)	187.500	0.302	0.131	333.5	5694.015	
	5	1252.343	(5-6)	198.529	0.310	0.134	333.5	5840.071	
	6	1252.343	(6-7)	201.493	0.322	0.139	333.5	6023.768	
	7	1252.343			0.162	0.075	333.5	3258.504	
1 et 2	1	1860.119	(1-2)	204.545	0.110	0.052	336	3314.268	37155.696
	2	1860.119	(2-3)	201.493	0.218	0.098	336	6257.803	
	3	1860.119	(3-4)	190.141	0.211	0.095	336	6056.945	
	4	1860.119	(4-5)	190.141	0.204	0.093	336	5897.663	
	5	1860.119	(5-6)	201.493	0.211	0.095	336	6056.945	
	6	1860.119	(6-7)	204.545	0.218	0.098	336	6257.803	
	7	1860.119			0.110	0.052	336	3314.268	
RDC	1	1614.987	(1-2)	204.545	0.127	0.295	387	12263.930	93562.962
	2	1614.987	(2-3)	201.493	0.251	0.334	387	13890.701	
	3	1614.987	(3-4)	190.141	0.242	0.331	387	13780.412	
	4	1614.987	(4-5)	190.141	0.235	0.329	387	13692.877	
	5	1614.987	(5-6)	201.493	0.242	0.331	387	13780.412	
	6	1614.987	(6-7)	204.545	0.251	0.334	387	13890.701	
	7	1614.987			0.127	0.295	387	12263.930	

Tableau 4.10 : Rigidité des portiques E-E et F-F par niveau

NIV	POT	Kpot[cm ³]	travées	K pout (cm ³)	K	aj	hc(cm) (pot)	rj [daN/cm]	Rjx [daN/cm]
9 et 10	2	276.074	(2-3)	192.857	0.704	0.260	321	2691.317	17947.206
	3	276.074	(3-4)	182.432	1.369	0.406	321	4202.067	
	4	276.074	(4-5)	182.432	1.331	0.400	321	4131.480	
	5	276.074	(5-6)	192.857	1.369	0.406	321	4202.067	
	6	276.074		195.652	0.714	0.263	321	2720.274	
6,7 et 8	2	489.441	(2-3)	195.652	0.403	0.168	323.5	3025.325	21221.663
	3	489.441	(3-4)	184.932	0.783	0.281	323.5	5079.395	
	4	489.441	(4-5)	184.932	0.761	0.276	323.5	4975.002	
	5	489.441	(5-6)	195.652	0.783	0.281	323.5	5079.395	
	6	489.441		198.529	0.409	0.170	323.5	3062.545	
3,4, et 5	2	1252.343	(2-3)	198.529	0.160	0.074	328.5	3312.372	24577.900
	3	1252.343	(3-4)	187.500	0.310	0.134	328.5	6019.204	
	4	1252.343	(4-5)	187.500	0.302	0.131	328.5	5868.668	
	5	1252.343	(5-6)	198.529	0.310	0.134	328.5	6019.204	
	6	1252.343		201.493	0.162	0.075	328.5	3358.452	
1 et 2	2	1860.119	(2-3)	201.493	0.211	0.095	331	6241.317	28423.261
	3	1860.119	(3-4)	190.141	0.204	0.093	331	6077.186	
	4	1860.119	(4-5)	190.141	0.211	0.095	331	6241.317	
	5	1860.119	(5-6)	201.493	0.218	0.098	331	6448.288	
	6	1860.119		204.545	0.110	0.052	331	3415.153	

Rigidités des portiques longitudinaux :**Tableau 4.11 : Rigidité des portiques 2-2, 3-3, 4-4, 5-5, et 6-6 par niveau**

NIV	Pot	Kpot[cm ³]	K pout (cm ³)	Travée	K	aj	hc pot (cm)	rj [daN/cm]	Rjy [daN/cm]
9 et 10	A	490.798	355.556	(A-B)	0.729	0.267	326	4759.161	40064.171
	B	490.798	380.952	(B-C)	1.509	0.430	326	7666.317	
	C	490.798	581.818	(C-D)	1.977	0.497	326	8861.401	
	D	490.798	941.176	(D-E)	3.143	0.611	326	10893.150	
	E	490.798	326.531	(E-F)	2.615	0.567	326	10100.665	
	F	490.798			0.333	0.143	326	2541.908	
6,7 et 8	A	809.075	359.551	(A-B)	0.447	0.183	328.5	5285.438	50087.000
	B	809.075	385.542	(B-C)	0.926	0.317	328.5	9160.479	
	C	809.075	592.593	(C-D)	1.219	0.379	328.5	10957.240	
	D	809.075	969.697	(D-E)	1.957	0.495	328.5	14310.299	
	E	809.075	329.897	(E-F)	1.627	0.449	328.5	12981.574	
	F	809.075			0.204	0.093	328.5	2676.962	
3,4, et 5	A	1870.783	363.636	(A-B)	0.195	0.089	333.5	5780.741	64314.544
	B	1870.783	390.244	(B-C)	0.405	0.169	333.5	10941.130	
	C	1870.783	603.774	(C-D)	0.536	0.211	333.5	13715.925	
	D	1870.783	1000.000	(D-E)	0.869	0.303	333.5	19664.000	
	E	1870.783	333.333	(E-F)	0.722	0.265	333.5	17224.750	
	F	1870.783			0.089	0.043	333.5	2768.544	
1 et 2	A	2678.571	367.816	(A-B)	0.137	0.064	336	5883.481	71543.771
	B	2678.571	395.062	(B-C)	0.285	0.125	336	11415.057	
	C	2678.571	615.385	(C-D)	0.377	0.159	336	14531.625	
	D	2678.571	1032.258	(D-E)	0.615	0.235	336	21539.924	
	E	2678.571	336.842	(E-F)	0.511	0.204	336	18639.688	
	F	2678.571			0.126	0.059	336	5417.339	
RDC	A	2325.581	367.816	(A-B)	0.158	0.305	387	18277.180	134956.767
	B	2325.581	395.062	(B-C)	0.328	0.356	387	21316.747	
	C	2325.581	615.385	(C-D)	0.434	0.384	387	23005.312	
	D	2325.581	1032.258	(D-E)	0.708	0.446	387	26740.900	
	E	2325.581	336.842	(E-F)	0.589	0.421	387	25205.217	
	F	2325.581	336.842	(F-G)	0.290	0.345	387	20669.919	
	G	2325.581			0.145	0.301	387	18018.514	

Tableau 4.12 : Rigidité des portiques 1-1 et 7-7 par niveau

NIV	Pot	Kpot[cm ³]	K pout (cm)	Travée	K	aj	hc pot (cm)	rj [daN/cm]	Rjy [daN/cm]
9 et 10	A	490.798	355.556	(A-B)	0.729	0.267	326	4759.161	24417.018
	B	490.798	380.952	(B-C)	0.781	0.281	326	5005.127	
	C	490.798	581.818	(C-D)	1.196	0.374	326	6671.766	
	D	490.798			1.196	0.374	326	6671.766	
6,7 et 8	A	809.075	359.551	(A-B)	0.447	0.183	323.5	5450.084	28624.461
	B	809.075	385.542	(B-C)	0.479	0.193	323.5	5769.834	
	C	809.075	592.593	(C-D)	0.739	0.270	323.5	8053.611	
	D	809.075			0.739	0.270	323.5	8053.611	
3,4, et 5	A	1870.783	363.636	(A-B)	0.195	0.089	333.5	5780.741	31472.476
	B	1870.783	390.244	(B-C)	0.210	0.095	333.5	6165.926	
	C	1870.783	603.774	(C-D)	0.326	0.140	333.5	9095.143	
	D	1870.783			0.326	0.140	333.5	9095.143	
1 et 2	A	2678.571	367.816	(A-B)	0.137	0.064	336	5883.481	31000.737
	B	2678.571	395.062	(B-C)	0.147	0.069	336	6289.362	
	C	2678.571	615.385	(C-D)	0.230	0.103	336	9435.490	
	D	2678.571			0.193	0.088	336	8047.374	
RDC	A	2325.581	367.816	(A-B)	0.158	0.305	387	18277.180	137031.792
	B	2325.581	395.062	(B-C)	0.328	0.356	387	21316.747	
	C	2325.581	615.385	(C-D)	0.265	0.338	387	20235.293	
	D	2325.581	1032.258	(D-E)	0.444	0.386	387	23147.030	
	E	2325.581	336.842	(E-F)	0.145	0.301	387	18018.514	
	F	2325.581	336.842	(F-G)	0.145	0.301	387	18018.514	
	G	2325.581			0.145	0.301	387	18018.514	

Les résultats de calcul des rigidités montrent que ces dernières suivent bien une loi pyramide (augmente de haut en bas). Ce qui valide notre choix des dimensions des poteaux.

4.2 Caractéristiques géométriques des voiles

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles elles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

4.2.1 Etude des refends

Dans notre structure, nous avons des refends pleins

a- Calcul des inerties

a-1) Refends longitudinaux

$$I_x = \frac{e \times L^3}{12} ; I_y = \frac{L \times e^3}{12} \implies \text{On néglige l'inertie des refends}$$

longitudinaux par rapport à l'axe (y-y'), donc on prend I_x

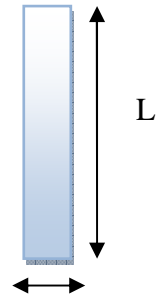


Tableau 4.13 : Inerties des voiles dans le sens longitudinal

Niveau	Voiles	h(m)	L(m)	e(m)	I_x (m4)
9 et 10	VL1	3.06	2.25	0.15	0.142
	VL2	3.06	3.7	0.15	0.633
	VL3	3.06	1.75	0.15	0.067
	VL4	3.06	1.75	0.15	0.067
	VL5	3.06	2.25	0.15	0.142
	VL6	3.06	3.7	0.15	0.633
6,7 et 8	VL1	3.06	2.25	0.15	0.142
	VL2	3.06	3.7	0.15	0.633
	VL3	3.06	1.75	0.15	0.067
	VL4	3.06	1.75	0.15	0.067
	VL5	3.06	2.25	0.15	0.142
	VL6	3.06	3.7	0.15	0.633
3,4 et 5	VL1	3.06	2.25	0.15	0.142
	VL2	3.06	3.7	0.15	0.633
	VL3	3.06	1.75	0.15	0.067
	VL4	3.06	1.75	0.15	0.067
	VL5	3.06	2.25	0.15	0.142
	VL6	3.06	3.7	0.15	0.633
1et 2	VL1	3.06	2.25	0.15	0.142
	VL2	3.06	3.7	0.15	0.633
	VL3	3.06	1.75	0.15	0.067
	VL4	3.06	1.75	0.15	0.067
	VL5	3.06	2.25	0.15	0.142
	VL6	3.06	3.7	0.15	0.633
RDC	VL1	3.57	2.25	0.25	0.237
	VL2	3.57	3.7	0.25	1.055
	VL3	3.57	1.75	0.25	0.112
	VL4	3.57	1.75	0.25	0.112
	VL5	3.57	2.25	0.25	0.237
	VL6	3.57	3.7	0.25	1.055
Somme					9.549

a-2) Refends transversaux (x-x)

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12}; \quad I_y = \frac{e \times L^3}{12} \implies \text{On néglige l'inertie des}$$

refends transversaux par rapport à l'axe (x-x'), donc on prend I_y

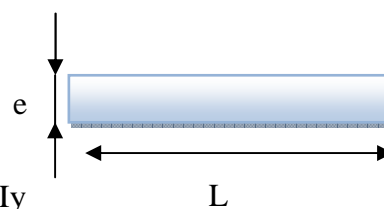


Tableau 4.14: Inerties des voiles dans le sens transversal

Niveau	Voiles	h(m)	L(m)	e(m)	I_y (m4)
9 et 10	VT1	3.06	2.65	0.15	0.233
	VT2	3.06	2.65	0.15	0.233
	VT3	3.06	1.8	0.15	0.073
	VT4	3.06	1.8	0.15	0.073
	VT5	3.06	2.9	0.15	0.305
	VT6	3.06	1.8	0.15	0.073
6,7 et 8	VT1	3.06	2.65	0.15	0.233
	VT2	3.06	2.65	0.15	0.233
	VT3	3.06	1.8	0.15	0.073
	VT4	3.06	1.8	0.15	0.073
	VT5	3.06	2.9	0.15	0.305
	VT6	3.06	1.8	0.15	0.073
3,4 et 5	VT1	3.06	2.65	0.15	0.233
	VT2	3.06	2.65	0.15	0.233
	VT3	3.06	1.8	0.15	0.073
	VT4	3.06	1.8	0.15	0.073
	VT5	3.06	2.9	0.15	0.305
	VT6	3.06	1.8	0.15	0.073
1et 2	VT1	3.06	2.65	0.15	0.233
	VT2	3.06	2.65	0.15	0.233
	VT3	3.06	1.8	0.15	0.073
	VT4	3.06	1.8	0.15	0.073
	VT5	3.06	2.9	0.15	0.305
	VT6	3.06	1.8	0.15	0.073
RDC	VT1	3.57	2.65	0.25	0.388
	VT2	3.57	2.65	0.25	0.388
	VT3	3.57	1.8	0.25	0.122
	VT4	3.57	1.8	0.25	0.122
	VT5	3.57	2.9	0.25	0.508
	VT6	3.57	1.8	0.25	0.122
Somme					5.603

4.2.2 Rigidités des voiles

- Dans le sens (Y-Y) : $r_{vy} = \frac{12.E.I_{ex}}{h_e^3}$
- Dans le sens (X-X) : $r_{vx} = \frac{12.E.I_{ey}}{h_e^3}$

avec : h_e : hauteur d'étage,

I_{ex} : I_{ey} : inerties des voiles longitudinaux et transversaux.

Les résultats relatifs aux calculs des rigidités des voiles par niveaux sont dans les tableaux ci-après : **Tableau 4.15 : Rigidités des voiles dans le sens transversal**

Niveau	Voiles	h(m)	I_y (m ⁴)	E(kN/m ²)	Rvx (kN/m)	ΣRvx (kN/m)
9 et 10	VT1	3.06	0.233	32164200	3133555.24	13319856.6
	VT2	3.06	0.233	32164200	3133555.24	
	VT3	3.06	0.073	32164200	982013.027	
	VT4	3.06	0.073	32164200	982013.027	
	VT5	3.06	0.305	32164200	4106707.08	
	VT6	3.06	0.073	32164200	982013.027	
6,7 et 8	VT1	3.06	0.233	32164200	3133555.24	13319856.6
	VT2	3.06	0.233	32164200	3133555.24	
	VT3	3.06	0.073	32164200	982013.027	
	VT4	3.06	0.073	32164200	982013.027	
	VT5	3.06	0.305	32164200	4106707.08	
	VT6	3.06	0.073	32164200	982013.027	
3,4 et 5	VT1	3.06	0.233	32164200	3133555.24	13319856.6
	VT2	3.06	0.233	32164200	3133555.24	
	VT3	3.06	0.073	32164200	982013.027	
	VT4	3.06	0.073	32164200	982013.027	
	VT5	3.06	0.305	32164200	4106707.08	
	VT6	3.06	0.073	32164200	982013.027	
1et 2	VT1	3.06	0.233	32164200	3133555.24	13319856.6
	VT2	3.06	0.233	32164200	3133555.24	
	VT3	3.06	0.073	32164200	982013.027	
	VT4	3.06	0.073	32164200	982013.027	
	VT5	3.06	0.305	32164200	4106707.08	
	VT6	3.06	0.073	32164200	982013.027	
RDC	VT1	3.57	0.388	32164200	3288862.64	13980024.5
	VT2	3.57	0.388	32164200	3288862.64	
	VT3	3.57	0.122	32164200	1030684.23	
	VT4	3.57	0.122	32164200	1030684.23	
	VT5	3.57	0.508	32164200	4310246.5	
	VT6	3.57	0.122	32164200	1030684.23	

Tableau 4.16 : Rigidités des voiles dans le sens longitudinal

Niveau	Voiles	h(m)	IX (m4)	E(kN/m2)	R _{vy} (kN/m)	ΣR _{vy} (kN/m)
9et 10	VL1	3.06	0.207	32164200	2792031.25	24447190.7
	VL2	3.06	0.633	32164200	8529133.37	
	VL3	3.06	0.067	32164200	902430.738	
	VL4	3.06	0.067	32164200	902430.738	
	VL5	3.06	0.207	32164200	2792031.25	
	VL6	3.06	0.633	32164200	8529133.37	
6,7 et 8	VL1	3.06	0.207	32164200	2792031.25	24447190.7
	VL2	3.06	0.633	32164200	8529133.37	
	VL3	3.06	0.067	32164200	902430.738	
	VL4	3.06	0.067	32164200	902430.738	
	VL5	3.06	0.207	32164200	2792031.25	
	VL6	3.06	0.633	32164200	8529133.37	
3,4 et 5	VL1	3.06	0.207	32164200	2792031.25	24447190.7
	VL2	3.06	0.633	32164200	8529133.37	
	VL3	3.06	0.067	32164200	902430.738	
	VL4	3.06	0.067	32164200	902430.738	
	VL5	3.06	0.207	32164200	2792031.25	
	VL6	3.06	0.633	32164200	8529133.37	
1et 2	VL1	3.06	0.207	32164200	2792031.25	24447190.7
	VL2	3.06	0.633	32164200	8529133.37	
	VL3	3.06	0.067	32164200	902430.738	
	VL4	3.06	0.067	32164200	902430.738	
	VL5	3.06	0.207	32164200	2792031.25	
	VL6	3.06	0.633	32164200	8529133.37	
RDC	VL1	3.57	0.345	32164200	2930411.81	25658859.1
	VL2	3.57	1.055	32164200	8951860.1	
	VL3	3.57	0.112	32164200	947157.626	
	VL4	3.57	0.112	32164200	947157.626	
	VL5	3.57	0.345	32164200	2930411.81	
	VL6	3.57	1.055	32164200	8951860.1	

4.3 Calcul des inerties fictives des portiques

Pour déterminé les pourcentages d'effort repris par chaque élément de contreventement portique et voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques. Pour cela, nous utiliserons la méthode des approximations successives.

4.3.1 Calcul des inerties des portiques par la méthode des approximations successives

La méthode est exposée dans l'ouvrage d'**ALBERT Feuntes** <<Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé >>.

Celle-ci consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales d' 1 tonnes et de comparer ses déplacement aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage (sous l'effet du même système de force horizontale 1 tonne à chaque niveau).

Connaissant l'inertie du refend choisi, en fixant sa valeur à $1m^4$, il est alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau << une inertie fictive >> puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

4.3.2 Calcul des flèches dans les refends par la méthode du moment des aires

La flèche que prendrait à un niveau (i) suite à une série de forces latéral égales à l'unité est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{E_i I} ; I = 1m^4$$

avec : f_i : flèche au niveau (i),

S_i : élément de surface du niveau (i),

d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote (b_i+1),

E : module d'élasticité du matériau constituant les refends.

D'où : la surface du trapèze : $S_i = \frac{b_{i+1} + b_i}{2} x h_i$

Le centre de gravité d'un trapèze a sa petite base est : $d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} x h_i$

4.3.3 Diagrammes des moments des aires

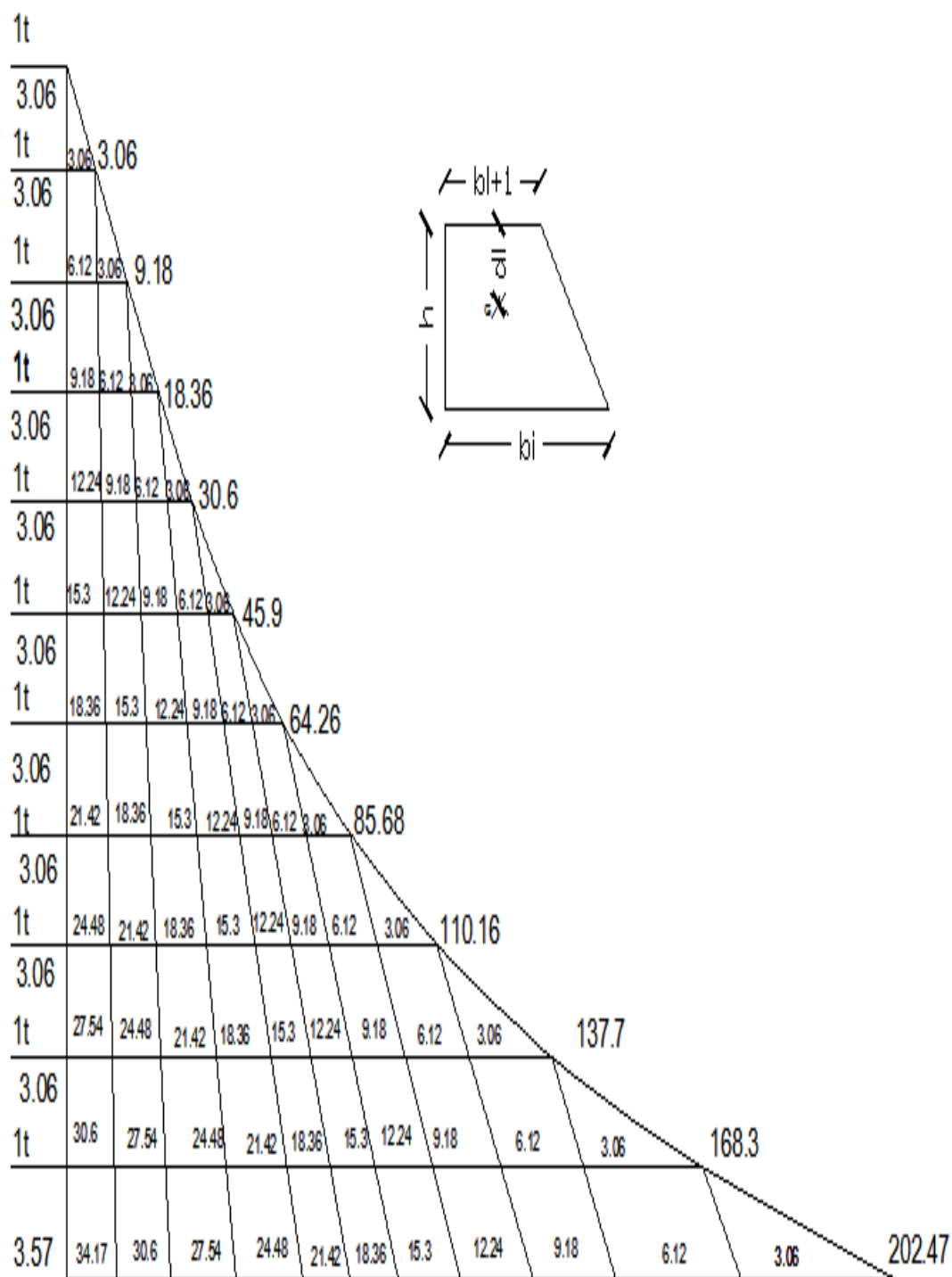


Figure 4.1 : Représentation des éléments de surface de tous les niveaux

4.3.3) Calcul de $S_i.d_i$ pour les différents niveaux

Niv	h(m)	$b_j(m)$	$b_{j+1}(m)$	$S_i(m^2)$	$d_i(m)$	$S_i.d_i(m^3)$	$F_i \cdot E_i$
11	3.06	3.06	0	4.6818	2.040	9.551	4106.787
10	3.06	9.18	3.06	18.7272	1.785	33.428	4097.236
9	3.06	18.36	9.18	42.1362	1.700	71.632	4063.808
8	3.06	30.6	18.36	74.9088	1.658	124.161	3992.176
7	3.06	45.9	30.6	117.045	1.632	191.017	3868.015
6	3.06	64.26	45.9	168.5448	1.615	272.200	3676.997
5	3.06	85.68	64.26	229.4082	1.603	367.709	3404.797
4	3.06	110.16	85.68	299.6352	1.594	477.544	3037.089
3	3.06	137.7	110.16	379.2258	1.587	601.705	2559.545
2	3.06	168.3	137.7	468.18	1.581	740.193	1957.840
1	3.57	202.47	168.3	661.82445	1.840	1217.648	1217.64775

4.3.5) Calcul des flèches par niveau

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{E_i I} \left\{ \begin{array}{ll} f_1 = \frac{1217.647}{EI} ; & f_2 = \frac{1975.840}{EI} \\ f_3 = \frac{2559.545}{EI} ; & f_4 = \frac{3037.089}{EI} \\ f_5 = \frac{3404.797}{EI} ; & f_6 = \frac{3676.997}{EI} \\ f_7 = \frac{3868.015}{EI} ; & f_8 = \frac{3992.176}{EI} \\ f_9 = \frac{4063.808}{EI} ; & f_{10} = \frac{4097.236}{EI} \\ f_{11} = \frac{4106.787}{EI} \end{array} \right.$$

4.4 Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher :

Etapes de calcul:

a) calcul de la rotation d'étage $E\theta$:

- Pour les niveaux supérieurs:

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_m}$$

Où $\begin{cases} M_n = T_n \cdot h \\ M_{n+1} = T_{n+1} \cdot h_{n+1} \end{cases}$

Pour le 1^{er} niveau:

$$\text{Poteaux encastrés: } E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

$$\text{Poteaux articulés: } E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

b) calcul du déplacement:

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$$\Delta_n = \Psi_n \cdot h$$

c) calcul du déplacement au niveau i :

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n$$

d) Calcul de l'inertie fictive: $I_{ei} = f_i / \sum_{i=1}^n \Delta_i$

avec:

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du n^{ème} niveau,

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du n^{ème} niveau,

h: hauteur libre d'étage,

E: module d'élasticité,

Δ_n : Déplacement du portique au n^{ème} niveau,

F_n : Flèche du n^{ème} niveau,

Δ_i : Déplacement du portique au niveau « i ».

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 4.17 : Inertie fictive des portiques transversaux

NIV	PORT	Mn+1 (tm)	Mn (tm)	ΣK_{pot} (m³)	ΣK_{pout} (m³)	E Θ_n	E ψ_n	E Δ_i	$\Sigma E\Delta_i$	E ϕ_i	I ϵ_{iy}
10	(A-A)	3.06	0	0.002	0.001	111.6576	223.315	683.344	76906.5276	4106.7865	0.0534
	(B-B)	3.06	0	0.002	0.001	111.6576	223.3153	683.3447	74649.5968	4106.7865	0.0550
	(C-C)	3.06	0	0.002	0.001	111.6576	223.3153	683.3447	74649.5968	4106.7865	0.0550
	(D-D)	3.06	0	0.002	0.001	111.6576	223.3153	683.3447	469768.6201	4106.7865	0.0087
	(E-E)	3.06	0	0.001	0.001	169.8688	339.7377	1039.5972	628474.9251	4106.7865	0.0065
	(F-F)	3.06	0	0.001	0.001	169.8688	339.7377	1039.5972	102317.3965	4106.7865	0.0401
9	(A-A)	6.12	3.06	0.002	0.001	334.9729	666.0070	2037.9814	76223.1830	4097.2357	0.0538
	(B-B)	6.12	3.06	0.002	0.001	334.9729	666.0070	2037.9814	73966.2521	4097.2357	0.0554
	(C-C)	6.12	3.06	0.002	0.001	334.9729	666.0070	2037.9814	73966.2521	4097.2357	0.0554
	(D-D)	6.12	3.06	0.002	0.001	334.9729	666.0070	2037.9814	62841.1507	4097.2357	0.0652
	(E-E)	6.12	3.06	0.001	0.001	509.6065	1013.3056	3100.7150	106403.4789	4097.2357	0.0385
	(F-F)	6.12	3.06	0.001	0.001	509.6065	1013.3056	3100.7150	106403.4789	4097.2357	0.0385
8	(A-A)	9.18	6.12	0.003	0.001	550.4106	1100.8213	3368.5130	74185.2015	4063.8076	0.0548
	(B-B)	9.18	6.12	0.003	0.001	550.4106	1100.8213	3368.5130	71928.2707	4063.8076	0.0565
	(C-C)	9.18	6.12	0.003	0.001	550.4106	1100.8213	3368.5130	71928.2707	4063.8076	0.0565
	(D-D)	9.18	6.12	0.003	0.001	550.4106	1100.8213	3368.5130	60995.5148	4063.8076	0.0666
	(E-E)	9.18	6.12	0.002	0.001	837.5293	1675.0587	5125.6796	103302.7638	4063.8076	0.0393
	(F-F)	9.18	6.12	0.002	0.001	837.5293	1675.0587	5125.6796	103302.7638	4063.8076	0.0393
7	(A-A)	12.24	9.18	0.003	0.001	770.5749	1541.1498	4715.9182	70816.6885	3992.1761	0.0564
	(B-B)	12.24	9.18	0.003	0.001	770.5749	1541.1498	4715.9182	68559.7577	3992.1761	0.0582
	(C-C)	12.24	9.18	0.003	0.001	770.5749	1541.1498	4715.9182	68559.7577	3992.1761	0.0582
	(D-D)	12.24	9.18	0.003	0.001	770.5749	1541.1498	4715.9182	68559.7577	3992.1761	0.0582
	(E-E)	12.24	9.18	0.002	0.001	1172.5411	2345.0822	7175.9514	81241.4748	3992.1761	0.0491
	(F-F)	12.24	9.18	0.002	0.001	1172.5411	2345.0822	7175.9514	98177.0843	3992.1761	0.0407
6	(A-A)	15.3	12.24	0.003	0.001	990.7391	1972.8128	6036.8071	66100.7703	3868.0147	0.0585
	(B-B)	15.3	12.24	0.003	0.001	990.7391	1972.8128	6036.8071	63843.8394	3868.0147	0.0606
	(C-C)	15.3	12.24	0.003	0.001	990.7391	1972.8128	6036.8071	63843.8394	3868.0147	0.0606
	(D-D)	15.3	12.24	0.003	0.001	990.7391	1972.8128	6036.8071	63843.8394	3868.0147	0.0606
	(E-E)	15.3	12.24	0.002	0.001	1507.5528	3002.1091	9186.4538	91001.1328	3868.0147	0.0425
	(F-F)	15.3	12.24	0.002	0.001	1507.5528	3002.1091	9186.4538	91001.1328	3868.0147	0.0425
5	(A-A)	18.36	15.3	0.009	0.001	1193.5724	2387.1449	7304.6633	60063.9632	3676.9973	0.0612
	(B-B)	18.36	15.3	0.009	0.001	1193.5724	2387.1449	7304.6633	57807.0323	3676.9973	0.0636
	(C-C)	18.36	15.3	0.009	0.001	1193.5724	2387.1449	7304.6633	57807.0323	3676.9973	0.0636
	(D-D)	18.36	15.3	0.009	0.001	1193.5724	2387.1449	7304.6633	57807.0323	3676.9973	0.0636
	(E-E)	18.36	15.3	0.006	0.001	1816.5714	3633.1429	11117.4171	81814.6791	3676.9973	0.0449
	(F-F)	18.36	15.3	0.006	0.001	1816.5714	3633.1429	11117.4171	81814.6791	3676.9973	0.0449
4	(A-A)	21.42	18.36	0.009	0.001	1410.5856	2821.1712	8632.7839	52759.2999	3404.7974	0.0645
	(B-B)	21.42	18.36	0.009	0.001	1410.5856	2821.1712	8632.7839	50502.3690	3404.7974	0.0674
	(C-C)	21.42	18.36	0.009	0.001	1410.5856	2821.1712	8632.7839	50502.3690	3404.7974	0.0674
	(D-D)	21.42	18.36	0.009	0.001	1410.5856	2821.1712	8632.7839	50502.3690	3404.7974	0.0674
	(E-E)	21.42	18.36	0.006	0.001	2146.8571	4293.7143	13138.7657	70697.2619	3404.7974	0.0482
	(F-F)	21.42	18.36	0.006	0.001	2146.8571	4293.7143	13138.7657	70697.2619	3404.7974	0.0482
	(A-A)	24.48	21.42	0.009	0.001	1627.5988	3241.8051	9919.9235	44126.5160	3037.0889	0.0688
	(B-B)	24.48	21.42	0.009	0.001	1627.5988	3241.8051	9919.9235	41869.5852	3037.0889	0.0725
	(C-C)	24.48	21.42	0.009	0.001	1627.5988	3241.8051	9919.9235	41869.5852	3037.0889	0.0725
	(D-D)	24.48	21.42	0.009	0.001	1627.5988	3241.8051	9919.9235	41869.5852	3037.0889	0.0725

3	(E-E)	24.48	21.42	0.006	0.001	2477.1429	4934.1996	15098.6509	57558.4962	3037.0889	0.0528
	(F-F)	24.48	21.42	0.006	0.001	2477.1429	4934.1996	15098.6509	57558.4962	3037.0889	0.0528
2	(A-A)	27.54	24.48	0.013	0.001	1817.8270	3635.6540	11125.1014	34206.5925	2559.5453	0.0748
	(B-B)	27.54	24.48	0.013	0.001	1817.8270	3635.6540	11125.1014	31949.6616	2559.5453	0.0801
	(C-C)	27.54	24.48	0.013	0.001	1817.8270	3635.6540	11125.1014	31949.6616	2559.5453	0.0801
	(D-D)	27.54	24.48	0.013	0.001	1817.8270	3635.6540	11125.1014	31949.6616	2559.5453	0.0801
	(E-E)	27.54	24.48	0.009	0.001	2767.2564	5534.5129	16935.6094	42459.8453	2559.5453	0.0603
	(F-F)	27.54	24.48	0.009	0.001	2767.2564	5534.5129	16935.6094	42459.8453	2559.5453	0.0603
1	(A-A)	30.6	27.54	0.013	0.001	2031.6890	3572.7961	10932.7559	23081.4911	1957.8403	0.0848
	(B-B)	30.6	27.54	0.013	0.001	2031.6890	3572.7961	10932.7559	20824.5603	1957.8403	0.0940
	(C-C)	30.6	27.54	0.013	0.001	2031.6890	3572.7961	10932.7559	20824.5603	1957.8403	0.0940
	(D-D)	30.6	27.54	0.013	0.001	2031.6890	3572.7961	10932.7559	20824.5603	1957.8403	0.0940
	(E-E)	30.6	27.54	0.009	0.001	3092.8160	5108.6378	15632.4315	25524.2359	1957.8403	0.0767
	(F-F)	30.6	27.54	0.009	0.001	3092.8160	5108.6378	15632.4315	25524.2359	1957.8403	0.0767
RDC	(A-A)	34.17	30.6	0.011	0.001	1264.3870	3403.0071	12148.7352	12148.7352	1217.6477	0.1002
	(B-B)	34.17	30.6	0.011	0.001	1264.3870	2770.8135	9891.8043	9891.8043	1217.6477	0.1231
	(C-C)	34.17	30.6	0.011	0.001	1264.3870	2770.8135	9891.8043	9891.8043	1217.6477	0.1231
	(D-D)	34.17	30.6	0.011	0.001	1264.3870	2770.8135	9891.8043	9891.8043	1217.6477	0.1231
	(E-E)	34.17	30.6	0.011	0.001	1264.3870	2770.8135	9891.8043	9891.8043	1217.6477	0.1231
	(F-F)	34.17	30.6	0.011	0.001	1264.3870	2770.8135	9891.8043	9891.8043	1217.6477	0.1231
	(G-G)	34.17	30.6	0.011	0.001	1264.3870	2770.8135	9891.8043	9891.8043	1217.6477	0.1231
Inertie moyenne										4.254	

Tableau 4.18 : Inertie fictive des portiques transversaux

NIV	PORT	Mn+1	Mn	ΣK_{pot} (m3)	ΣK_{pout} (m3)	EOn	E ψ_n	E Δ_i	$\Sigma E\Delta_i$	E $\phi_i 10^6$	I ϵ_{iy}
10	(1-1)	3.06	0	0.002	0.001	96.7136	193.4271	591.8869	59336.6594	4106.7865	0.0692
	(2-2)	3.06	0	0.003	0.003	49.3033	98.6066	301.7363	32379.9597	4106.7865	0.1268
	(3-3)	3.06	0	0.003	0.003	49.3033	98.6066	301.7363	32379.9597	4106.7865	0.1268
	(4-4)	3.06	0	0.003	0.003	49.3033	98.6066	301.7363	32379.9597	4106.7865	0.1268
	(5-5)	3.06	0	0.003	0.003	49.3033	98.6066	301.7363	32379.9597	4106.7865	0.1268
	(6-6)	3.06	0	0.003	0.003	49.3033	98.6066	301.7363	32379.9597	4106.7865	0.1268
	(7-7)	3.06	0	0.002	0.001	96.7136	193.4271	591.8869	59336.6594	4106.7865	0.0692
9	(1-1)	6.12	3.06	0.002	0.001	290.1407	576.7822	1764.9534	58744.7724	4097.2357	0.0697
	(2-2)	6.12	3.06	0.003	0.003	147.9099	293.4248	897.8799	32078.2234	4097.2357	0.1277
	(3-3)	6.12	3.06	0.003	0.003	147.9099	293.4248	897.8799	32078.2234	4097.2357	0.1277
	(4-4)	6.12	3.06	0.003	0.003	147.9099	293.4248	897.8799	32078.2234	4097.2357	0.1277
	(5-5)	6.12	3.06	0.003	0.003	147.9099	293.4248	897.8799	32078.2234	4097.2357	0.1277
	(6-6)	6.12	3.06	0.003	0.003	147.9099	293.4248	897.8799	32078.2234	4097.2357	0.1277
	(7-7)	6.12	3.06	0.002	0.001	290.1407	576.7822	1764.9534	58744.7724	4097.2357	0.0697
	(1-1)	9.18	6.12	0.003	0.001	476.5695	953.1390	2916.6052	56979.8190	4063.8076	0.0713
	(2-2)	9.18	6.12	0.005	0.003	241.7264	483.4528	1479.3656	31180.3436	4063.8076	0.1303
	(3-3)	9.18	6.12	0.005	0.003	241.7264	483.4528	1479.3656	31180.3436	4063.8076	0.1303
	(4-4)	9.18	6.12	0.005	0.003	241.7264	483.4528	1479.3656	31180.3436	4063.8076	0.1303
	(5-5)	9.18	6.12	0.005	0.003	241.7264	483.4528	1479.3656	31180.3436	4063.8076	0.1303

8	(6-6)	9.18	6.12	0.005	0.003	241.7264	483.4528	1479.3656	31180.3436	4063.8076	0.1303
	(7-7)	9.18	6.12	0.003	0.001	476.5695	953.1390	2916.6052	56979.8190	4063.8076	0.0713
7	(1-1)	12.24	9.18	0.003	0.001	667.1973	1334.3945	4083.2473	54063.2138	3992.1761	0.0738
	(2-2)	12.24	9.18	0.005	0.003	338.4170	676.8339	2071.1118	29700.9780	3992.1761	0.1344
	(3-3)	12.24	9.18	0.005	0.003	338.4170	676.8339	2071.1118	29700.9780	3992.1761	0.1344
	(4-4)	12.24	9.18	0.005	0.003	338.4170	676.8339	2071.1118	29700.9780	3992.1761	0.1344
	(5-5)	12.24	9.18	0.005	0.003	338.4170	676.8339	2071.1118	29700.9780	3992.1761	0.1344
	(6-6)	12.24	9.18	0.005	0.003	338.4170	676.8339	2071.1118	29700.9780	3992.1761	0.1344
	(7-7)	12.24	9.18	0.003	0.001	667.1973	1334.3945	4083.2473	54063.2138	3992.1761	0.0738
6	(1-1)	15.3	12.24	0.003	0.001	857.8251	1707.9397	5226.2956	49979.9665	3868.0147	0.0774
	(2-2)	15.3	12.24	0.005	0.003	435.1075	864.9081	2646.6188	27629.8663	3868.0147	0.1400
	(3-3)	15.3	12.24	0.005	0.003	435.1075	864.9081	2646.6188	27629.8663	3868.0147	0.1400
	(4-4)	15.3	12.24	0.005	0.003	435.1075	864.9081	2646.6188	27629.8663	3868.0147	0.1400
	(5-5)	15.3	12.24	0.005	0.003	435.1075	864.9081	2646.6188	27629.8663	3868.0147	0.1400
	(6-6)	15.3	12.24	0.005	0.003	435.1075	864.9081	2646.6188	27629.8663	3868.0147	0.1400
	(7-7)	15.3	12.24	0.003	0.001	857.8251	1707.9397	5226.2956	49979.9665	3868.0147	0.0774
5	(1-1)	18.36	15.3	0.007	0.001	1033.0321	2066.0642	6322.1564	44753.6708	3676.9973	0.0822
	(2-2)	18.36	15.3	0.011	0.003	521.1842	1042.3684	3189.6473	24983.2475	3676.9973	0.1472
	(3-3)	18.36	15.3	0.011	0.003	521.1842	1042.3684	3189.6473	24983.2475	3676.9973	0.1472
	(4-4)	18.36	15.3	0.011	0.003	521.1842	1042.3684	3189.6473	24983.2475	3676.9973	0.1472
	(5-5)	18.36	15.3	0.011	0.003	521.1842	1042.3684	3189.6473	24983.2475	3676.9973	0.1472
	(6-6)	18.36	15.3	0.011	0.003	521.1842	1042.3684	3189.6473	24983.2475	3676.9973	0.1472
	(7-7)	18.36	15.3	0.007	0.001	1033.0321	2066.0642	6322.1564	44753.6708	3676.9973	0.0822
4	(1-1)	21.42	18.36	0.007	0.001	1220.8561	2441.7122	7471.6394	38431.5144	3404.7974	0.0886
	(2-2)	21.42	18.36	0.011	0.003	615.9450	1231.8899	3769.5832	21793.6002	3404.7974	0.1562
	(3-3)	21.42	18.36	0.011	0.003	615.9450	1231.8899	3769.5832	21793.6002	3404.7974	0.1562
	(4-4)	21.42	18.36	0.011	0.003	615.9450	1231.8899	3769.5832	21793.6002	3404.7974	0.1562
	(5-5)	21.42	18.36	0.011	0.003	615.9450	1231.8899	3769.5832	21793.6002	3404.7974	0.1562
	(6-6)	21.42	18.36	0.011	0.003	615.9450	1231.8899	3769.5832	21793.6002	3404.7974	0.1562
	(7-7)	21.42	18.36	0.007	0.001	1220.8561	2441.7122	7471.6394	38431.5144	3404.7974	0.0886
3	(1-1)	24.48	21.42	0.007	0.001	1408.6801	2805.4243	8584.5984	30959.8750	3037.0889	0.0981
	(2-2)	24.48	21.42	0.011	0.003	710.7057	1413.1474	4324.2311	18024.0170	3037.0889	0.1685
	(3-3)	24.48	21.42	0.011	0.003	710.7057	1413.1474	4324.2311	18024.0170	3037.0889	0.1685
	(4-4)	24.48	21.42	0.011	0.003	710.7057	1413.1474	4324.2311	18024.0170	3037.0889	0.1685
	(5-5)	24.48	21.42	0.011	0.003	710.7057	1413.1474	4324.2311	18024.0170	3037.0889	0.1685
	(6-6)	24.48	21.42	0.011	0.003	710.7057	1413.1474	4324.2311	18024.0170	3037.0889	0.1685
	(7-7)	24.48	21.42	0.007	0.001	1408.6801	2805.4243	8584.5984	30959.8750	3037.0889	0.0981
	(1-1)	27.54	24.48	0.011	0.001	1572.6323	3145.2646	9624.5096	22375.2766	2559.5453	0.1144
	(2-2)	27.54	24.48	0.016	0.003	788.9385	1577.8769	4828.3033	13699.7859	2559.5453	0.1868
	(3-3)	27.54	24.48	0.016	0.003	788.9385	1577.8769	4828.3033	13699.7859	2559.5453	0.1868
	(4-4)	27.54	24.48	0.016	0.003	788.9385	1577.8769	4828.3033	13699.7859	2559.5453	0.1868
	(5-5)	27.54	24.48	0.016	0.003	788.9385	1577.8769	4828.3033	13699.7859	2559.5453	0.1868
	(6-6)	27.54	24.48	0.016	0.003	788.9385	1577.8769	4828.3033	13699.7859	2559.5453	0.1868

2	(7-7)	27.54	24.48	0.011	0.001	1572.6323	3145.2646	9624.5096	22375.2766	2559.5453	0.1144
	(1-1)	30.6	27.54	0.011	0.001	1757.6478	2847.8229	8714.3382	12750.7670	1957.8403	0.1535
	(2-2)	30.6	27.54	0.016	0.003	881.7547	1580.0829	4835.0538	8871.4826	1957.8403	0.2207
	(3-3)	30.6	27.54	0.016	0.003	881.7547	1580.0829	4835.0538	8871.4826	1957.8403	0.2207
	(4-4)	30.6	27.54	0.016	0.003	881.7547	1580.0829	4835.0538	8871.4826	1957.8403	0.2207
	(5-5)	30.6	27.54	0.016	0.003	881.7547	1580.0829	4835.0538	8871.4826	1957.8403	0.2207
	(6-6)	30.6	27.54	0.016	0.003	881.7547	1580.0829	4835.0538	8871.4826	1957.8403	0.2207
1	(7-7)	30.6	27.54	0.011	0.001	1757.6478	2847.8229	8714.3382	12750.7670	1957.8403	0.1535
	(1-1)	34.17	30.6	0.016	0.003	607.7179	1130.6523	4036.4288	4036.4288	1217.6477	0.3017
	(2-2)	34.17	30.6	0.016	0.003	607.7179	1130.6523	4036.4288	4036.4288	1217.6477	0.3017
	(3-3)	34.17	30.6	0.016	0.003	607.7179	1130.6523	4036.4288	4036.4288	1217.6477	0.3017
	(4-4)	34.17	30.6	0.016	0.003	607.7179	1130.6523	4036.4288	4036.4288	1217.6477	0.3017
	(5-5)	34.17	30.6	0.016	0.003	607.7179	1130.6523	4036.4288	4036.4288	1217.6477	0.3017
	(6-6)	34.17	30.6	0.016	0.003	607.7179	1130.6523	4036.4288	4036.4288	1217.6477	0.3017
RDC	(7-7)	34.17	30.6	0.016	0.003	607.7179	1130.6523	4036.4288	4036.4288	1217.6477	0.3017
										Inertie moyenne	11.602

4.5 Interprétation des résultats :

a) Sens transversal:

La moyenne des inerties des portiques = 4.254 m^4

L'inertie des voiles transversaux = 5.603 m^4

L'inertie totale (voiles+ portiques) = 21.15 m^4

Portiques : **43.15%**

Voiles : **56.85%**

b) Sens longitudinal:

La moyenne des inerties des portiques = 11.602 m^4

- L'inertie des voiles longitudinaux = 9.549 m^4

- L'inertie totale (voiles+ portiques) = 21.15 m^4

Portiques : **54.85%**

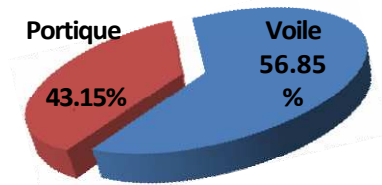
Voiles : **45.15%**

c) Descente de charge revenant aux voiles et portiques :

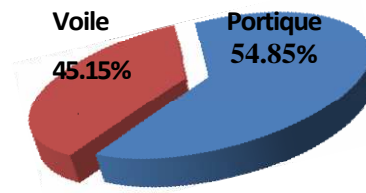
Pour vérifier cette condition nous faisons une comparaison entre les efforts dus aux charges verticales revenant aux voiles et portiques à la base (descente de charge).

effort en pourcentages dû aux charges verticales

Sens transversal



Sens longitudinal



	Charge totales	Charge revenant aux voiles
Base	57414.23	7028.456
pourcentages	100%	11.95%

D'après les résultats obtenus concernant le pourcentage des inerties reprises par les voiles et les portiques, et compte tenu du pourcentage d'effort vertical repris par les voiles, nous concluons que notre structure est de type mixte.

4.6 Calcul du centre de torsion

Le centre de torsion représente le centre d'inertie tel que :

1- une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des éléments, dont la direction est parallèle à la direction de la force.

2- un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre seulement une rotation des éléments du même que ce du moment.

❖ Les coordonnées de centre de torsion des éléments

Les coordonnées du centre de torsion de la structure sont données par les formules suivantes :

Portique

$$X_c = \frac{\sum_{j=1}^n R_{jy} \cdot X_j}{\sum_{j=1}^n R_{jy}} \quad Y_c = \frac{\sum_{j=1}^n R_{jx} \cdot Y_j}{\sum_{j=1}^n R_{jx}}$$

Voile

$$X_c = \frac{\sum_{i=1}^n R_{vl} \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n R_{vl}} \quad Y_c = \frac{\sum_{i=1}^n R_{vt} \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n R_{vt}}$$

X_i : abscisse du centre de gravité du portique par rapport à l'axe (Y-Y)

Y_i : abscisse du centre de gravité du portique par rapport à l'axe (X-X)

R_{jy}, R_{jx} : Rigidités des portiques suivant (X-X) et (Y-Y)

Tableau 4.19 : centre de torsion des portiques transversaux

NIV	port	$R_{jy}(\text{KN/m})$	$\Sigma R_{jy}(\text{KN/m})$	$y_i(\text{m})$	$y_i \cdot R_{jy}$	$\Sigma y_i \cdot R_{jy}$	$y_c(\text{m})$
9 et 10	(A-A)	40064.171	240385.025	1.225	49078.609	2602167.896	10.825
	(B-B)	40064.171		5.875	235377.004		
	(C-C)	40064.171		10.175	407652.938		
	(D-D)	40064.171		13.025	521835.825		
	(E-E)	40064.171		14.825	593951.333		
	(F-F)	40064.171		19.825	794272.187		
6,7et8	(A-A)	50087.000	300522.001	1.25	62608.750	3260663.706	10.85
	(B-B)	50087.000		5.9	295513.301		
	(C-C)	50087.000		10.2	510887.401		
	(D-D)	50087.000		13.05	653635.351		
	(E-E)	50087.000		14.85	743791.951		
	(F-F)	50087.000		19.85	994226.952		
3,4, et 5	(A-A)	64314.544	385887.264	1.275	82001.044	4180445.357	10.8333
	(B-B)	64314.544		5.875	377847.946		
	(C-C)	64314.544		10.175	654400.485		
	(D-D)	64314.544		13.025	837696.935		
	(E-E)	64314.544		14.825	953463.114		
	(F-F)	64314.544		19.825	1275035.83		
1 et 2	(A-A)	71543.771	429262.627	1.3	93006.902	4661076.691	10.8583
	(B-B)	71543.771		5.9	422108.250		
	(C-C)	71543.771		10.2	729746.466		
	(D-D)	71543.771		13.05	933646.214		
	(E-E)	71543.771		14.85	1062425.01		
	(F-F)	71543.771		19.85	1420143.85		
RDC	(A-A)	134956.76	944697.369	1.3	175443.797	11808717.112	12.5
	(B-B)	134956.76		5.9	796244.925		
	(C-C)	134956.76		10.2	1376559.02		
	(D-D)	134956.76		13.05	1761185.81		
	(E-E)	134956.76		14.85	2004107.99		
	(F-F)	134956.76		19.85	2678891.82		
	(G-G)	134956.76		22.35	3016283.74		

Tableau 4.20 : centre de torsion des portiques longitudinaux

NIV	portique	$R_{jx}(\text{KN/m})$	$\Sigma R_{jx}(\text{KN/m})$	$X_i(\text{m})$	$X_i \cdot R_{jx}$	$\Sigma X_i \cdot R_{jx}$	$X_c(\text{m})$
9 et 10	(1-1)	25746.475	154478.848	0.175	4505.633	1350402.592	8.74
	(2-2)	25746.475		3.225	83032.381		
	(3-3)	25746.475		6.425	165421.099		
	(4-4)	25746.475		9.825	252959.113		
	(5-5)	25746.475		13.225	340497.126		
	(6-6)	25746.475		16.425	422885.845		
	(7-7)	25746.475		19.575	503987.240		
6,7et8	(1-1)	30720.796	184324.778	0.2	6144.159	1615913.884	8.77
	(2-2)	30720.796		3.25	99842.588		
	(3-3)	30720.796		6.45	198149.136		
	(4-4)	30720.796		9.85	302599.843		
	(5-5)	30720.796		13.25	407050.551		
	(6-6)	30720.796		16.45	505357.099		
	(7-7)	30720.796		19.6	602127.607		
3,4, et 5	(1-1)	35938.701	215632.208	0.225	8086.208	1895766.498	8.79
	(2-2)	35938.701		3.275	117699.247		
	(3-3)	35938.701		6.475	232703.092		
	(4-4)	35938.701		9.875	354894.676		
	(5-5)	35938.701		13.275	477086.261		
	(6-6)	35938.701		16.475	592090.105		
	(7-7)	35938.701		19.625	705297.015		
1 et 2	(1-1)	37155.696	222934.173	0.25	9288.924	1965536.295	8.82
	(2-2)	37155.696		3.3	122613.795		
	(3-3)	37155.696		6.5	241512.021		
	(4-4)	37155.696		9.9	367841.386		
	(5-5)	37155.696		13.3	494170.751		
	(6-6)	37155.696		16.5	613068.977		
	(7-7)	37155.696		19.65	730109.418		
RDC	(1-1)	93562.962	448563.240	0.25	23390.741	4148223.396	9.25
	(2-2)	53738.256		3.3	177336.245		
	(3-3)	61461.722		6.5	399501.194		
	(4-4)	69256.936		9.9	685643.663		
	(5-5)	76980.402		13.3	1023839.345		
	(6-6)	84613.300		16.5	1396119.450		
	(7-7)	93562.962		19.65	1838512.209		

Tableau 4.21 : centre de torsion des voiles transversaux

Niveau	Voiles	Rvx (kN/m)	$\sum Rvx$ (kN/m)	y_i (m)	$y_i \cdot R_{jvx}$	$\sum y_i \cdot R_{jvx}$	y_c (m)
6,7 et 8	VT1	3133555.24	13319856.6	13.02	40798889.3	123067926	9.24
	VT2	3133555.24		13.02	40798889.3		
	VT3	982013.027		5.88	5774236.6		
	VT4	982013.027		5.88	5774236.6		
	VT5	4106707.08		5.88	24147437.6		
	VT6	982013.027		5.88	5774236.6		
6,7 et 8	VT1	3133555.24	13319856.6	13.02	40798889.3	123067926	9.24
	VT2	3133555.24		13.02	40798889.3		
	VT3	982013.027		5.88	5774236.6		
	VT4	982013.027		5.88	5774236.6		
	VT5	4106707.08		5.88	24147437.6		
	VT6	982013.027		5.88	5774236.6		
3,4 et 5	VT1	3133555.24	13319856.6	13.02	40798889.3	123067926	9.24
	VT2	3133555.24		13.02	40798889.3		
	VT3	982013.027		5.88	5774236.6		
	VT4	982013.027		5.88	5774236.6		
	VT5	4106707.08		5.88	24147437.6		
	VT6	982013.027		5.88	5774236.6		
1et 2	VT1	3133555.24	13319856.6	13.02	40798889.3	123067926	9.24
	VT2	3133555.24		13.02	40798889.3		
	VT3	982013.027		5.88	5774236.6		
	VT4	982013.027		5.88	5774236.6		
	VT5	4106707.08		5.88	24147437.6		
	VT6	982013.027		5.88	5774236.6		
RDC	VT1	3288862.64	13980024.5	13.02	42820991.6	129167502	9.24
	VT2	3288862.64		13.02	42820991.6		
	VT3	1030684.23		5.88	6060423.25		
	VT4	1030684.23		5.88	6060423.25		
	VT5	4310246.5		5.88	25344249.4		
	VT6	1030684.23		5.88	6060423.25		

Tableau 4.22 : centre de torsion des voiles longitudinaux

Niveau	Voiles	R _{vy} (kN/m)	ΣR_{vy} (kN/m)	X _i (m)	X _i *R _{vy}	$\Sigma X_i \cdot R_{Vx}$	x _c (m)
9 et 10	VL1	2792031.25	24447190.7	0.1	279203.125	243389859	9.96
	VL2	8529133.37		0.1	852913.337		
	VL3	902430.738		9.98	9006258.77		
	VL4	902430.738		11.33	10224540.3		
	VL5	2792031.25		19.7	55003015.6		
	VL6	8529133.37		19.7	168023927		
6,7 et 8	VL1	2792031.25	24447190.7	0.1	279203.125	243389859	9.96
	VL2	8529133.37		0.1	852913.337		
	VL3	902430.738		9.98	9006258.77		
	VL4	902430.738		11.33	10224540.3		
	VL5	2792031.25		19.7	55003015.6		
	VL6	8529133.37		19.7	168023927		
3,4 et 5	VL1	2792031.25	24447190.7	0.1	279203.125	243389859	9.96
	VL2	8529133.37		0.1	852913.337		
	VL3	902430.738		9.98	9006258.77		
	VL4	902430.738		11.33	10224540.3		
	VL5	2792031.25		19.7	55003015.6		
	VL6	8529133.37		19.7	168023927		
1et 2	VL1	2792031.25	24447190.7	0.1	279203.125	243389859	9.96
	VL2	8529133.37		0.1	852913.337		
	VL3	902430.738		9.98	9006258.77		
	VL4	902430.738		11.33	10224540.3		
	VL5	2792031.25		19.7	55003015.6		
	VL6	8529133.37		19.7	168023927		
RDC	VL1	2930411.81	25658859.1	0.1	293041.181	255452913	9.96
	VL2	8951860.1		0.1	895186.01		
	VL3	947157.626		9.98	9452633.11		
	VL4	947157.626		11.33	10731295.9		
	VL5	2930411.81		19.7	57729112.6		
	VL6	8951860.1		19.7	176351644		

Tableau 4.23 : centre de torsion « portiques + voiles »

NIV	élément	$\Sigma R_{jx}(KN/m)$	$Y_c(m)$	$\Sigma R_{jx} Y_c$	$\Sigma R_{jy}(KN/m)$	$X_c(m)$	$\Sigma R_{jy} X_c$	Voiles+Portiques	
								$X_c(m)$	$Y_c(m)$
9 et 10	Voiles	13319856.6	9.24	123075475	24447190.7	9.96	243494020	9.96	9.26
	Portiques	154478.848	10.83	1673005.92	240385.025	9.84	2365216.94		
6,7et8	Voiles	13319856.6	9.24	123075475	24447190.7	9.96	243494020	9.96	9.26
	Portiques	184324.778	10.85	1999923.84	300522.001	9.86	2964434.88		
3,4, et 5	Voiles	13319856.6	9.24	123075475	24447190.7	9.96	243494020	9.96	9.27
	Portiques	215632.208	10.83	2336015.59	385887.264	9.89	3816149.4		
1 et 2	Voiles	13319856.6	9.24	123075475	24447190.7	9.96	243494020	9.96	9.27
	Portiques	222934.173	10.86	2420693.57	429262.627	9.91	4255832.33		
RDC	Voiles	13319856.6	9.24	123075475	25658859.1	9.96	255562236	9.96	9.29
	Portiques	448563.24	10.86	4870649.18	944697.369	9.91	9365999.63		

4.7 Calcul du centre de masse

Le centre de masse noté G est défini comme étant le barycentre des masses des éléments constituant la structure. Sa position, par rapport à un système d'axes (oxy) choisi arbitrairement, est donnée par les deux formules suivantes:

$$X_G = \sum m_i x_i / \sum m_i \quad Y_G = \sum m_i y_i / \sum m_i$$

m_i : poids de l'élément considéré.

x_i et y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément considéré par rapport à (oxy).

Tableau4.24 : Centre de masse poteaux RDC (50*60)

POT	Sp[m2]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
A1	0.3	0.25	1.3	30600	7650	39780	9.84	13.06
A2	0.3	3.15	1.3	30600	96390	39780		
A3	0.3	6.35	1.3	30600	194310	39780		
A4	0.3	9.75	1.3	30600	298350	39780		
A5	0.3	13.15	1.3	30600	402390	39780		
A6	0.3	16.55	1.3	30600	506430	39780		
A7	0.3	19.7	1.3	30600	602820	39780		
B1	0.3	0.25	5.9	30600	7650	180540		
B2	0.3	3.15	5.9	30600	96390	180540		
B3	0.3	6.35	5.9	30600	194310	180540		
B4	0.3	9.75	5.9	30600	298350	180540		
B5	0.3	13.15	5.9	30600	402390	180540		
B6	0.3	16.55	5.9	30600	506430	180540		
B7	0.3	19.7	5.9	30600	602820	180540		
C1	0.3	0.25	10.2	30600	7650	312120		
C2	0.3	3.15	10.2	30600	96390	312120		
C3	0.3	6.35	10.2	30600	194310	312120		
C4	0.3	9.75	10.2	30600	298350	312120		
C5	0.3	13.15	10.2	30600	402390	312120		
C6	0.3	16.55	10.2	30600	506430	312120		
C7	0.3	19.7	10.2	30600	602820	312120		
D1	0.3	0.25	13.05	30600	7650	399330		
D2	0.3	3.15	13.05	30600	96390	399330		
D3	0.3	6.35	13.05	30600	194310	399330		
D4	0.3	9.75	13.05	30600	298350	399330		
D5	0.3	13.15	13.05	30600	402390	399330		
D6	0.3	16.55	13.05	30600	506430	399330		
D7	0.3	19.7	13.05	30600	602820	399330		
E1	0.3	0.25	14.85	30600	7650	454410		
E2	0.3	3.15	14.85	30600	96390	454410		
E3	0.3	6.35	14.85	30600	194310	454410		
E4	0.3	9.75	14.85	30600	298350	454410		
E5	0.3	13.15	14.85	30600	402390	454410		
E6	0.3	16.55	19.85	30600	506430	607410		
E7	0.3	19.7	19.85	30600	602820	607410		
F1	0.3	0.25	19.85	30600	7650	607410		
F2	0.3	3.15	19.85	30600	96390	607410		
F3	0.3	6.35	19.85	30600	194310	607410		
F4	0.3	9.75	19.85	30600	298350	607410		
F5	0.3	13.15	19.85	30600	402390	607410		

F6	0.3	16.55	19.85	30600	506430	607410
F7	0.3	19.7	19.85	30600	602820	607410
G1	0.3	0.25	24.85	30600	7650	760410
G2	0.3	3.15	24.85	30600	96390	760410
G3	0.3	6.35	24.85	30600	194310	760410
G4	0.3	9.75	24.85	30600	298350	760410
G5	0.3	13.15	24.85	30600	402390	760410
G6	0.3	16.55	24.85	30600	506430	760410
G7	0.3	19.7	24.85	30600	602820	760410
Somme				1499400	14758380	19584000

Tableau 4.25 : Centre de masse poteaux (50*60) 1^{er} et 2^{ème} Niveau

POT	Sp[m2]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
A1	0.3	0.25	1.3	22950	5737.5	29835	9.86	10.18
A2	0.3	3.15	1.3	22950	72292.5	29835		
A3	0.3	6.35	1.3	22950	145732.5	29835		
A4	0.3	9.75	1.3	22950	223762.5	29835		
A5	0.3	13.15	1.3	22950	301792.5	29835		
A6	0.3	16.55	1.3	22950	379822.5	29835		
A7	0.3	19.7	1.3	22950	452115	29835		
B1	0.3	0.25	5.9	22950	5737.5	135405		
B2	0.3	3.15	5.9	22950	72292.5	135405		
B3	0.3	6.35	5.9	22950	145732.5	135405		
B4	0.3	9.75	5.9	22950	223762.5	135405		
B5	0.3	13.15	5.9	22950	301792.5	135405		
B6	0.3	16.55	5.9	22950	379822.5	135405		
B7	0.3	19.7	5.9	22950	452115	135405		
C1	0.3	0.25	10.2	22950	5737.5	234090		
C2	0.3	3.15	10.2	22950	72292.5	234090		
C3	0.3	6.35	10.2	22950	145732.5	234090		
C4	0.3	9.75	10.2	22950	223762.5	234090		
C5	0.3	13.15	10.2	22950	301792.5	234090		
C6	0.3	16.55	10.2	22950	379822.5	234090		
C7	0.3	19.7	10.2	22950	452115	234090		
D1	0.3	0.25	13.05	22950	5737.5	299497.5		
D2	0.3	3.15	13.05	22950	72292.5	299497.5		
D3	0.3	6.35	13.05	22950	145732.5	299497.5		
D4	0.3	9.75	13.05	22950	223762.5	299497.5		
D5	0.3	13.15	13.05	22950	301792.5	299497.5		
D6	0.3	16.55	13.05	22950	379822.5	299497.5		

D7	0.3	19.7	13.05	22950	452115	299497.5
E2	0.3	3.3	14.85	22950	75735	340807.5
E3	0.3	6.5	14.85	22950	149175	340807.5
E4	0.3	9.9	14.85	22950	227205	340807.5
E5	0.3	13.3	14.85	22950	305235	340807.5
E6	0.3	16.5	14.85	22950	378675	340807.5
F2	0.3	3.3	19.85	22950	75735	455557.5
F3	0.3	6.5	19.85	22950	149175	455557.5
F4	0.3	9.9	19.85	22950	227205	455557.5
F5	0.3	13.3	19.85	22950	305235	455557.5
F6	0.3	16.5	19.85	22950	378675	455557.5
Somme				872100	8597070	8873617.5

Tableau 4.26 : Centre de masse poteaux (45*55) 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} Niveau

POT	Sp[m2]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
A1	0.25	0.225	1.3	19125	4303.13	24862.50	10.10	10.18
A2	0.25	3.375	1.3	19125	64546.88	24862.50		
A3	0.25	6.775	1.3	19125	129571.88	24862.50		
A4	0.25	10.575	1.3	19125	202246.88	24862.50		
A5	0.25	13.375	1.3	19125	255796.88	24862.50		
A6	0.25	16.775	1.3	19125	320821.88	24862.50		
A7	0.25	19.925	1.3	19125	381065.63	24862.50		
B1	0.25	0.225	5.9	19125	4303.13	112837.50		
B2	0.25	3.375	5.9	19125	64546.88	112837.50		
B3	0.25	6.775	5.9	19125	129571.88	112837.50		
B4	0.25	10.575	5.9	19125	202246.88	112837.50		
B5	0.25	13.375	5.9	19125	255796.88	112837.50		
B6	0.25	16.775	5.9	19125	320821.88	112837.50		
B7	0.25	19.925	5.9	19125	381065.63	112837.50		
C1	0.25	0.225	10.2	19125	4303.13	195075.00		
C2	0.25	3.375	10.2	19125	64546.88	195075.00		
C3	0.25	6.775	10.2	19125	129571.88	195075.00		
C4	0.25	10.575	10.2	19125	202246.88	195075.00		
C5	0.25	13.375	10.2	19125	255796.88	195075.00		
C6	0.25	16.775	10.2	19125	320821.88	195075.00		
C7	0.25	19.925	10.2	19125	381065.63	195075.00		
D1	0.25	0.225	13.05	19125	4303.13	249581.25		
D2	0.25	3.375	13.05	19125	64546.88	249581.25		
D3	0.25	6.775	13.05	19125	129571.88	249581.25		
D4	0.25	10.575	13.05	19125	202246.88	249581.25		
D5	0.25	13.375	13.05	19125	255796.88	249581.25		
D6	0.25	16.775	13.05	19125	320821.88	249581.25		

D7	0.25	19.925	13.05	19125	381065.63	249581.25
E2	0.25	3.375	14.85	19125	64546.88	284006.25
E3	0.25	6.575	14.85	19125	125746.88	284006.25
E4	0.25	9.975	14.85	19125	190771.88	284006.25
E5	0.25	13.375	14.85	19125	255796.88	284006.25
E6	0.25	16.575	14.85	19125	316996.88	284006.25
F2	0.25	3.375	19.85	19125	64546.88	379631.25
F3	0.25	6.575	19.85	19125	125746.88	379631.25
F4	0.25	9.975	19.85	19125	190771.88	379631.25
F5	0.25	13.375	19.85	19125	255796.88	379631.25
F6	0.25	16.575	19.85	19125	316996.88	379631.25
Somme				726750	7341131.25	7394681.25

Tableau 4.27 : Centre de masse des poteaux (35*45) de 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} Niveau

POT	Sp[m2]	Xi[m]	Yi[m]	Mi(KN)	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
A1	0.16	0.175	1.3	12240	2142	15912	9.93	10.18
A2	0.16	3.325	1.3	12240	40698	15912		
A3	0.16	6.525	1.3	12240	79866	15912		
A4	0.16	9.925	1.3	12240	121482	15912		
A5	0.16	13.325	1.3	12240	163098	15912		
A6	0.16	16.525	1.3	12240	202266	15912		
A7	0.16	19.675	1.3	12240	240822	15912		
B1	0.16	0.175	5.9	12240	2142	72216		
B2	0.16	3.325	5.9	12240	40698	72216		
B3	0.16	6.525	5.9	12240	79866	72216		
B4	0.16	9.925	5.9	12240	121482	72216		
B5	0.16	13.325	5.9	12240	163098	72216		
B6	0.16	16.525	5.9	12240	202266	72216		
B7	0.16	19.675	5.9	12240	240822	72216		
C1	0.16	0.175	10.2	12240	2142	124848		
C2	0.16	3.325	10.2	12240	40698	124848		
C3	0.16	6.525	10.2	12240	79866	124848		
C4	0.16	9.925	10.2	12240	121482	124848		
C5	0.16	13.325	10.2	12240	163098	124848		
C6	0.16	16.525	10.2	12240	202266	124848		
C7	0.16	19.675	10.2	12240	240822	124848		
D1	0.16	0.175	13.05	12240	2142	159732		
D2	0.16	3.325	13.05	12240	40698	159732		
D3	0.16	6.525	13.05	12240	79866	159732		
D4	0.16	9.925	13.05	12240	121482	159732		
D5	0.16	13.325	13.05	12240	163098	159732		
D6	0.16	16.525	13.05	12240	202266	159732		

D7	0.16	19.675	13.05	12240	240822	159732
E2	0.16	3.325	14.85	12240	40698	181764
E3	0.16	6.525	14.85	12240	79866	181764
E4	0.16	9.925	14.85	12240	121482	181764
E5	0.16	13.325	14.85	12240	163098	181764
E6	0.16	16.525	14.85	12240	202266	181764
F2	0.16	3.325	19.85	12240	40698	242964
F3	0.16	6.525	19.85	12240	79866	242964
F4	0.16	9.925	19.85	12240	121482	242964
F5	0.16	13.325	19.85	12240	163098	242964
F6	0.16	16.525	19.85	12240	202266	242964
Somme				465120	4616316	4732596

Tableau 4.28 : Centre de masse poteaux (30*40) du 9^{ème} et 10^{ème} Niveau

POT	Sp[m2]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
A1	0.12	0.15	1.3	9180	1377	11934	9.90	10.18
A2	0.12	3.3	1.3	9180	30294	11934		
A3	0.12	6.5	1.3	9180	59670	11934		
A4	0.12	9.9	1.3	9180	90882	11934		
A5	0.12	13.3	1.3	9180	122094	11934		
A6	0.12	16.5	1.3	9180	151470	11934		
A7	0.12	19.65	1.3	9180	180387	11934		
B1	0.12	0.15	5.9	9180	1377	54162		
B2	0.12	3.3	5.9	9180	30294	54162		
B3	0.12	6.5	5.9	9180	59670	54162		
B4	0.12	9.9	5.9	9180	90882	54162		
B5	0.12	13.3	5.9	9180	122094	54162		
B6	0.12	16.5	5.9	9180	151470	54162		
B7	0.12	19.65	5.9	9180	180387	54162		
C1	0.12	0.15	10.2	9180	1377	93636		
C2	0.12	3.3	10.2	9180	30294	93636		
C3	0.12	6.5	10.2	9180	59670	93636		
C4	0.12	9.9	10.2	9180	90882	93636		
C5	0.12	13.3	10.2	9180	122094	93636		
C6	0.12	16.5	10.2	9180	151470	93636		
C7	0.12	19.65	10.2	9180	180387	93636		
D1	0.12	0.15	13.05	9180	1377	119799		
D2	0.12	3.3	13.05	9180	30294	119799		
D3	0.12	6.5	13.05	9180	59670	119799		
D4	0.12	9.9	13.05	9180	90882	119799		
D5	0.12	13.3	13.05	9180	122094	119799		
D6	0.12	16.5	13.05	9180	151470	119799		

D7	0.12	19.65	13.05	9180	180387	119799
E2	0.12	3.3	14.85	9180	30294	136323
E3	0.12	6.5	14.85	9180	59670	136323
E4	0.12	9.9	14.85	9180	90882	136323
E5	0.12	13.3	14.85	9180	122094	136323
E6	0.12	16.5	14.85	9180	151470	136323
F2	0.12	3.3	19.85	9180	30294	182223
F3	0.12	6.5	19.85	9180	59670	182223
F4	0.12	9.9	19.85	9180	90882	182223
F5	0.12	13.3	19.85	9180	122094	182223
F6	0.12	16.5	19.85	9180	151470	182223
Somme				348840	3453516	3549447

Tableau 4.29 : Centre de masse poutre (30*30) RDC

POUT	Li[m]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	XG(m)	YG(m)
A1-B1	4	1.83	1.3	9000	16425	11700	9.86	13.63
B1-C1	3.7	5	1.3	8325	41625	10822.5		
C1-D1	2.9	8.3	1.3	6525	54157.5	8482.5		
D1-E1	2.9	11.7	1.3	6525	76342.5	8482.5		
E1-F1	2.7	15	1.3	6075	91125	7897.5		
F1-G1	2.65	18.18	1.3	5962.5	108368.44	7751.25		
A2-B2	2.65	1.825	5.9	5962.5	10881.563	35178.75		
B2-C2	2.7	5	5.9	6075	30375	35842.5		
C2-D2	2.9	8.3	5.9	6525	54157.5	38497.5		
D2-E2	2.9	11.7	5.9	6525	76342.5	38497.5		
E2-F2	2.7	15	5.9	6075	91125	35842.5		
F2-G2	2.65	18.175	5.9	5962.5	108368.44	35178.75		
A3-B3	2.65	1.825	10.2	5962.5	10881.563	60817.5		
B3-C3	2.7	5	10.2	6075	30375	61965		
C3-D3	2.9	8.3	10.2	6525	54157.5	66555		
D3-E3	2.9	11.7	10.2	6525	76342.5	66555		
E3-F3	2.7	15	10.2	6075	91125	61965		
F3-G3	2.65	18.175	10.2	5962.5	108368.44	60817.5		
A4-B4	2.65	1.825	14.85	5962.5	10881.563	88543.125		
B4-C4	2.7	5	14.85	6075	30375	90213.75		
C4-D4	2.9	8.3	14.85	6525	54157.5	96896.25		
D4-E4	2.9	11.7	14.85	6525	76342.5	96896.25		
E4-F4	2.7	15	14.85	6075	91125	90213.75		
F4-G4	2.65	18.175	14.85	5962.5	108368.44	88543.125		
A5-B5	2.65	1.825	16.65	5962.5	10881.563	99275.625		
B5-C5	2.7	5	16.65	6075	30375	101148.75		
C5-D5	2.9	8.3	16.65	6525	54157.5	108641.25		

D5-E5	2.9	11.7	16.65	6525	76342.5	108641.25
E5-F5	2.7	15	16.65	6075	91125	101148.75
F5-G5	2.65	18.175	16.65	5962.5	108368.44	99275.625
A6-B6	2.65	1.825	21.65	5962.5	10881.563	129088.125
B6-C6	2.7	5	21.65	6075	30375	131523.75
C6-D6	2.9	8.3	21.65	6525	54157.5	141266.25
D6-E6	2.9	11.7	21.65	6525	76342.5	141266.25
E6-F6	2.7	15	21.65	6075	91125	131523.75
F6-G6	2.65	18.175	21.65	5962.5	108368.44	129088.125
A7-B7	2.65	1.825	26.65	5962.5	10881.563	158900.625
B7-C7	2.7	5	26.65	6075	30375	161898.75
C7-D7	2.9	8.3	26.65	6525	54157.5	173891.25
D7-E7	2.9	11.7	26.65	6525	76342.5	173891.25
E7-F7	2.7	15	26.65	6075	91125	161898.75
F7-G7	2.65	18.175	26.65	5962.5	108368.44	158900.625
Somme				265162.5	2615543	3615424

Tableau 4.30 : Centre de masse poutres (30*30) 1^{er} et 2^{ème} Niveau

POUT	Li[m]	Xi[m]	Yi[m]	Mi [KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
1A-2A	2.65	1.825	1.3	5962.5	10881.563	7751.25	10	9.78
2A-3A	2.7	5	1.3	6075	30375	7897.5		
3A-4A	2.9	8.3	1.3	6525	54157.5	8482.5		
4A-5A	2.9	11.7	1.3	6525	76342.5	8482.5		
5A-6A	2.7	15	1.3	6075	91125	7897.5		
6A-7A	2.65	18.175	1.3	5962.5	108368.44	7751.25		
1B-2B	2.65	1.825	5.9	5962.5	10881.563	35178.75		
2B-3B	2.7	5	5.9	6075	30375	35842.5		
3B-4B	2.9	8.3	5.9	6525	54157.5	38497.5		
4B-5B	2.9	11.7	5.9	6525	76342.5	38497.5		
5B-6B	2.7	15	5.9	6075	91125	35842.5		
6B-7B	2.65	18.175	5.9	5962.5	108368.44	35178.75		
1C-2C	2.65	1.825	10.2	5962.5	10881.563	60817.5		
2C-3C	2.7	5	10.2	6075	30375	61965		
3C-4C	2.9	8.3	10.2	6525	54157.5	66555		
4C-5C	2.9	11.7	10.2	6525	76342.5	66555		
5A-6A	2.7	15	10.2	6075	91125	61965		
6C-7C	2.65	18.175	10.2	5962.5	108368.44	60817.5		
1D-2D	2.65	1.825	14.85	5962.5	10881.563	88543.125		
2D-3D	2.7	5	14.85	6075	30375	90213.75		
3D-4D	2.9	8.3	14.85	6525	54157.5	96896.25		
4D-5D	2.9	11.7	14.85	6525	76342.5	96896.25		
5D-6D	2.7	15	14.85	6075	91125	90213.75		

6D-7D	2.65	18.175	14.85	5962.5	108368.44	88543.125		
2E-3E	2.7	5	14.85	6075	30375	90213.75		
3E-4E	2.9	8.3	14.85	6525	54157.5	96896.25		
4E-5E	2.9	11.7	14.85	6525	76342.5	96896.25		
5E-6E	2.7	15	14.85	6075	91125	90213.75		
2F-3F	2.7	5	14.85	6075	30375	90213.75		
3F-4F	2.9	8.3	14.85	6525	54157.5	96896.25		
4F-5F	2.9	11.7	14.85	6525	76342.5	96896.25		
5F-6F	2.7	15	14.85	6075	91125	90213.75		
Somme				198900	1989000	1945721		

Tableau 4.31 : Centre de masse poutre (30*30) 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} Niveau

POUT	Li[m]	Xi[m]	Yi[m]	Mi [KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
1A-2A	2.7	1.8	1.3	6075	10935	7897.5	10.01	9.78
2A-3A	2.75	4.975	1.3	6187.5	30782.8125	8043.75		
3A-4A	2.95	8.425	1.3	6637.5	55920.9375	8628.75		
4A-5A	2.95	11.675	1.3	6637.5	77492.8125	8628.75		
5A-6A	2.75	14.975	1.3	6187.5	92657.8125	8043.75		
6A-7A	2.7	18.15	1.3	6075	110261.25	7897.5		
1B-2B	2.7	1.85	5.9	6075	11238.75	35842.5		
2B-3B	2.75	4.975	5.9	6187.5	30782.8125	36506.25		
3B-4B	2.95	8.425	5.9	6637.5	55920.9375	39161.25		
4B-5B	2.95	11.675	5.9	6637.5	77492.8125	39161.25		
5B-6B	2.75	14.975	5.9	6187.5	92657.8125	36506.25		
6B-7B	2.7	18.15	5.9	6075	110261.25	35842.5		
1C-2C	2.7	1.85	10.2	6075	11238.75	61965		
2C-3C	2.75	4.975	10.2	6187.5	30782.8125	63112.5		
3C-4C	2.95	8.425	10.2	6637.5	55920.9375	67702.5		
4C-5C	2.95	11.675	10.2	6637.5	77492.8125	67702.5		
5A-6A	2.75	14.975	10.2	6187.5	92657.8125	63112.5		
6C-7C	2.7	18.15	10.2	6075	110261.25	61965		
1D-2D	2.7	1.85	14.85	6075	11238.75	90213.75		
2D-3D	2.75	4.975	14.85	6187.5	30782.8125	91884.375		
3D-4D	2.95	8.425	14.85	6637.5	55920.9375	98566.875		
4D-5D	2.95	11.675	14.85	6637.5	77492.8125	98566.875		
5D-6D	2.75	14.975	14.85	6187.5	92657.8125	91884.375		
6D-7D	2.7	18.15	14.85	6075	110261.25	90213.75		
2E-3E	2.75	4.975	14.85	6187.5	30782.8125	91884.375		
3E-4E	2.95	8.425	14.85	6637.5	55920.9375	98566.875		
4E-5E	2.95	11.675	14.85	6637.5	77492.8125	98566.875		
5E-6E	2.75	14.975	14.85	6187.5	92657.8125	91884.375		
2F-3F	2.75	4.975	14.85	6187.5	30782.8125	91884.375		

3F-4F	2.95	8.425	14.85	6637.5	55920.9375	98566.875		
4F-5F	2.95	11.675	14.85	6637.5	77492.8125	98566.875		
5F-6F	2.75	14.975	14.85	6187.5	92657.8125	91884.375		
Somme				202500	2026823	1980855		

Tableau 4.32: Centre de masse poutre (30*30) 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} Niveau

POUT	Li[m]	Xi[m]	Yi[m]	Mi [KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
1A-2A	2.8	1.775	1.3	6300	11182.5	8190		
2A-3A	2.85	4.95	1.3	6412.5	31741.875	8336.25		
3A-4A	3.05	8.4	1.3	6862.5	57645	8921.25		
4A-5A	3.05	11.65	1.3	6862.5	79948.125	8921.25		
5A-6A	2.85	14.95	1.3	6412.5	95866.875	8336.25		
6A-7A	2.8	18.125	1.3	6300	114187.5	8190		
1B-2B	2.8	1.775	5.9	6300	11182.5	37170		
2B-3B	2.85	4.95	5.9	6412.5	31741.875	37833.75		
3B-4B	3.05	8.4	5.9	6862.5	57645	40488.75		
4B-5B	3.05	11.65	5.9	6862.5	79948.125	40488.75		
5B-6B	2.85	14.95	5.9	6412.5	95866.875	37833.75		
6B-7B	2.8	18.125	5.9	6300	114187.5	37170		
1C-2C	2.8	1.775	10.2	6300	11182.5	64260		
2C-3C	2.85	4.95	10.2	6412.5	31741.875	65407.5		
3C-4C	3.05	8.4	10.2	6862.5	57645	69997.5		
4C-5C	3.05	11.65	10.2	6862.5	79948.125	69997.5		
5A-6A	2.85	14.95	10.2	6412.5	95866.875	65407.5	9.98	9.78
6C-7C	2.8	18.125	10.2	6300	114187.5	64260		
1D-2D	2.8	1.775	14.85	6300	11182.5	93555		
2D-3D	2.85	4.95	14.85	6412.5	31741.875	95225.625		
3D-4D	3.05	8.4	14.85	6862.5	57645	101908.13		
4D-5D	3.05	11.65	14.85	6862.5	79948.125	101908.13		
5D-6D	2.85	14.95	14.85	6412.5	95866.875	95225.625		
6D-7D	2.8	18.125	14.85	6300	114187.5	93555		
2E-3E	2.85	4.95	14.85	6412.5	31741.875	95225.625		
3E-4E	3.05	8.4	14.85	6862.5	57645	101908.13		
4E-5E	3.05	11.65	14.85	6862.5	79948.125	101908.13		
5E-6E	2.85	14.95	14.85	6412.5	95866.875	95225.625		
2F-3F	2.85	4.95	14.85	6412.5	31741.875	95225.625		
3F-4F	3.05	8.4	14.85	6862.5	57645	101908.13		
4F-5F	3.05	11.65	14.85	6862.5	79948.125	101908.13		
5F-6F	2.85	14.95	14.85	6412.5	95866.875	95225.625		
Somme				209700	2092691	2051123		

Tableau 4.33 : Centre de masse poutre (30*30) 9^{ème} et 10^{ème} Niveau

POUT	Li[m]	Xi[m]	Yi[m]	Mi [KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
1A-2A	2.85	1.75	1.3	6412.5	11221.875	8336.25	9.95	9.78
2A-3A	2.9	4.925	1.3	6525	32135.625	8482.5		
3A-4A	3.1	8.375	1.3	6975	58415.625	9067.5		
4A-5A	3.1	11.625	1.3	6975	81084.375	9067.5		
5A-6A	2.9	14.925	1.3	6525	97385.625	8482.5		
6A-7A	2.85	18.1	1.3	6412.5	116066.25	8336.25		
1B-2B	2.85	1.75	5.9	6412.5	11221.875	37833.75		
2B-3B	2.9	4.925	5.9	6525	32135.625	38497.5		
3B-4B	3.1	8.375	5.9	6975	58415.625	41152.5		
4B-5B	3.1	11.625	5.9	6975	81084.375	41152.5		
5B-6B	2.9	14.925	5.9	6525	97385.625	38497.5		
6B-7B	2.85	18.1	5.9	6412.5	116066.25	37833.75		
1C-2C	2.85	1.75	10.2	6412.5	11221.875	65407.5		
2C-3C	2.9	4.925	10.2	6525	32135.625	66555		
3C-4C	3.1	8.375	10.2	6975	58415.625	71145		
4C-5C	3.1	11.625	10.2	6975	81084.375	71145		
5A-6A	2.9	14.925	10.2	6525	97385.625	66555		
6C-7C	2.85	18.1	10.2	6412.5	116066.25	65407.5		
1D-2D	2.85	1.75	14.85	6412.5	11221.875	95225.625		
2D-3D	2.9	4.925	14.85	6525	32135.625	96896.25		
3D-4D	3.1	8.375	14.85	6975	58415.625	103578.75		
4D-5D	3.1	11.625	14.85	6975	81084.375	103578.75		
5D-6D	2.9	14.925	14.85	6525	97385.625	96896.25		
6D-7D	2.85	18.1	14.85	6412.5	116066.25	95225.625		
2E-3E	2.9	4.925	14.85	6525	32135.625	96896.25		
3E-4E	3.1	8.375	14.85	6975	58415.625	103578.75		
4E-5E	3.1	11.625	14.85	6975	81084.375	103578.75		
5E-6E	2.9	14.925	14.85	6525	97385.625	96896.25		
2F-3F	2.9	4.925	14.85	6525	32135.625	96896.25		
3F-4F	3.1	8.375	14.85	6975	58415.625	103578.75		
4F-5F	3.1	11.625	14.85	6975	81084.375	103578.75		
5F-6F	2.9	14.925	14.85	6525	97385.625	96896.25		
Somme				213300	2123280	2086256		

Tableau 4.34 : Centre de masse poutre (30*40) RDC

POUT	Li[m]	Xi[m]	Yi[m]	Mi [KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
A1-B1	4	0.15	3.75	12000	1800	45000	10.03	12.35
B1-C1	3.7	0.15	7.05	11100	1665	78255		
C1-D1	2.25	0.15	10.625	6750	1012.5	71718.75		
D1-E1	1.2	0.15	12.95	3600	540	46620		
E1-F1	4.4	0.15	16.35	13200	1980	215820		
F1-G1	4.4	0.15	21.35	13200	1980	281820		
A2-B2	4	3.45	3.75	12000	41400	45000		
B2-C2	3.7	3.45	7.05	11100	38295	78255		
C2-D2	2.25	3.45	10.625	6750	23287.5	71718.75		
D2-E2	1.2	3.45	12.95	3600	12420	46620		
E2-F2	4.4	3.45	16.35	13200	45540	215820		
F2-G2	4.4	3.45	21.35	13200	45540	281820		
A3-B3	4	6.65	3.75	12000	79800	45000		
B3-C3	3.7	6.65	7.05	11100	73815	78255		
C3-D3	2.25	6.65	10.625	6750	44887.5	71718.75		
D3-E3	1.2	6.65	12.95	3600	23940	46620		
E3-F3	4.4	6.65	16.35	13200	87780	215820		
F3-G3	4.4	6.65	21.35	13200	87780	281820		
A4-B4	4	10.05	3.75	12000	120600	45000		
B4-C4	3.7	10.05	7.05	11100	111555	78255		
C4-D4	2.25	10.05	10.625	6750	67837.5	71718.75		
D4-E4	1.2	10.05	12.95	3600	36180	46620		
E4-F4	4.4	10.05	16.35	13200	132660	215820		
F4-G4	4.4	10.05	21.35	13200	132660	281820		
A5-B5	4	13.45	3.75	12000	161400	45000		
B5-C5	3.7	13.45	7.05	11100	149295	78255		
C5-D5	2.25	13.45	10.625	6750	90787.5	71718.75		
D5-E5	1.2	13.45	12.95	3600	48420	46620		
E5-F5	4.4	13.45	16.35	13200	177540	215820		
F5-G5	4.4	13.45	21.35	13200	177540	281820		
A6-B6	4	16.65	3.75	12000	199800	45000		
B6-C6	3.7	16.65	7.05	11100	184815	78255		
C6-D6	2.25	16.65	10.625	6750	112387.5	71718.75		
D6-E6	1.2	16.65	12.95	3600	59940	46620		
E6-F6	4.4	16.65	16.35	13200	219780	215820		
F6-G6	4.4	16.65	21.35	13200	219780	281820		
A7-B7	4	19.8	3.75	12000	237600	45000		
B7-C7	3.7	19.8	7.05	11100	219780	78255		
C7-D7	2.25	19.8	10.625	6750	133650	71718.75		

D7-E7	1.2	19.8	12.95	3600	71280	46620		
E7-F7	4.4	19.8	16.35	13200	261360	215820		
F7-G7	4.4	19.8	21.35	13200	261360	281820		
Somme				418950	4201470	5174636		

Tableau 4.35 : Centre de masse poutre (30*40) du 1^{er} et 2^{ème} Niveau

POUT	Li[m]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
A1-B1	4	0.15	3.75	12000	1800	45000	10.03	9.14
B1-C1	3.7	0.15	7.05	11100	1665	78255		
C1-D1	2.25	0.15	10.625	6750	1012.5	71718.75		
A2-B2	4	3.45	3.75	12000	41400	45000		
B2-C2	3.7	3.45	7.05	11100	38295	78255		
C2-D2	2.25	3.45	10.625	6750	23287.5	71718.75		
D2-E2	1.2	3.45	12.95	3600	12420	46620		
E2-F2	4.4	3.45	16.35	13200	45540	215820		
A3-B3	4	6.65	3.75	12000	79800	45000		
B3-C3	3.7	6.65	7.05	11100	73815	78255		
C3-D3	2.25	6.65	10.625	6750	44887.5	71718.75		
D3-E3	1.2	6.65	12.95	3600	23940	46620		
E3-F3	4.4	6.65	16.35	13200	87780	215820		
A4-B4	4	10.05	3.75	12000	120600	45000		
B4-C4	3.7	10.05	7.05	11100	111555	78255		
C4-D4	2.25	10.05	10.625	6750	67837.5	71718.75		
D4-E4	1.2	10.05	12.95	3600	36180	46620		
E4-F4	4.4	10.05	16.35	13200	132660	215820		
A5-B5	4	13.45	3.75	12000	161400	45000		
B5-C5	3.7	13.45	7.05	11100	149295	78255		
C5-D5	2.25	13.45	10.625	6750	90787.5	71718.75		
D5-E5	1.2	13.45	12.95	3600	48420	46620		
E5-F5	4.4	13.45	16.35	13200	177540	215820		
A6-B6	4	16.65	3.75	12000	199800	45000		
B6-C6	3.7	16.65	7.05	11100	184815	78255		
C6-D6	2.25	16.65	10.625	6750	112387.5	71718.75		
D6-E6	1.2	16.65	12.95	3600	59940	46620		
E6-F6	4.4	16.65	16.35	13200	219780	215820		
A7-B7	4	19.8	3.75	12000	237600	45000		
B7-C7	3.7	19.8	7.05	11100	219780	78255		
C7-D7	2.25	19.8	10.625	6750	133650	71718.75		
Somme				292950	2939670	2677016		

Tableau 4.36 : Centre de masse des poutres (30*40) 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} Niveau

POUT	Li[m]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
A1-B1	4.05	0.15	3.72	12150	1822.5	45198	10.03	9.11
B1-C1	3.75	0.15	7.02	11250	1687.5	78975		
C1-D1	2.3	0.15	10.595	6900	1035	73105.5		
A2-B2	4.05	3.45	3.72	12150	41917.5	45198		
B2-C2	3.75	3.45	7.02	11250	38812.5	78975		
C2-D2	2.3	3.45	10.595	6900	23805	73105.5		
D2-E2	1.25	3.45	12.92	3750	12937.5	48450		
E2-F2	4.45	3.45	16.32	13350	46057.5	217872		
A3-B3	4.05	6.65	3.72	12150	80797.5	45198		
B3-C3	3.75	6.65	7.02	11250	74812.5	78975		
C3-D3	2.3	6.65	10.595	6900	45885	73105.5		
D3-E3	1.25	6.65	12.92	3750	24937.5	48450		
E3-F3	4.45	6.65	16.32	13350	88777.5	217872		
A4-B4	4.05	10.05	3.72	12150	122107.5	45198		
B4-C4	3.75	10.05	7.02	11250	113062.5	78975		
C4-D4	2.3	10.05	10.595	6900	69345	73105.5		
D4-E4	1.25	10.05	12.92	3750	37687.5	48450		
E4-F4	4.45	10.05	16.32	13350	134167.5	217872		
A5-B5	4.05	13.45	3.72	12150	163417.5	45198		
B5-C5	3.75	13.45	7.02	11250	151312.5	78975		
C5-D5	2.3	13.45	10.595	6900	92805	73105.5		
D5-E5	1.25	13.45	12.92	3750	50437.5	48450		
E5-F5	4.45	13.45	16.32	13350	179557.5	217872		
A6-B6	4.05	16.65	3.72	12150	202297.5	45198		
B6-C6	3.75	16.65	7.02	11250	187312.5	78975		
C6-D6	2.3	16.65	10.595	6900	114885	73105.5		
D6-E6	1.25	16.65	12.92	3750	62437.5	48450		
E6-F6	4.45	16.65	16.32	13350	222277.5	217872		
A7-B7	4.05	19.8	3.72	12150	240570	45198		
B7-C7	3.75	19.8	7.02	11250	222750	78975		
C7-D7	2.3	19.8	10.595	6900	136620	73105.5		
Somme				297600	2986335	2712560		

Tableau 4.37 : Centre de masse poutres (30*40) 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} Niveau

POUT	Li[m]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
A1-B1	4.6	0.15	3.69	13800	2070	50922	10.03	9.15
B1-C1	4.3	0.15	6.99	12900	1935	90171		
C1-D1	2.85	0.15	10.565	8550	1282.5	90330.75		
A2-B2	4.6	3.45	3.69	13800	47610	50922		
B2-C2	4.3	3.45	6.99	12900	44505	90171		
C2-D2	2.85	3.45	10.565	8550	29497.5	90330.75		
D2-E2	1.8	3.45	12.89	5400	18630	69606		
E2-F2	5	3.45	16.29	15000	51750	244350		
A3-B3	4.6	6.65	3.69	13800	91770	50922		
B3-C3	4.3	6.65	6.99	12900	85785	90171		
C3-D3	2.85	6.65	10.565	8550	56857.5	90330.75		
D3-E3	1.8	6.65	12.89	5400	35910	69606		
E3-F3	5	6.65	16.29	15000	99750	244350		
A4-B4	4.6	10.05	3.69	13800	138690	50922		
B4-C4	4.3	10.05	6.99	12900	129645	90171		
C4-D4	2.85	10.05	10.565	8550	85927.5	90330.75		
D4-E4	1.8	10.05	12.89	5400	54270	69606		
E4-F4	5	10.05	16.29	15000	150750	244350		
A5-B5	4.6	13.45	3.69	13800	185610	50922		
B5-C5	4.3	13.45	6.99	12900	173505	90171		
C5-D5	2.85	13.45	10.565	8550	114997.5	90330.75		
D5-E5	1.8	13.45	12.89	5400	72630	69606		
E5-F5	5	13.45	16.29	15000	201750	244350		
A6-B6	4.6	16.65	3.69	13800	229770	50922		
B6-C6	4.3	16.65	6.99	12900	214785	90171		
C6-D6	2.85	16.65	10.565	8550	142357.5	90330.75		
D6-E6	1.8	16.65	12.89	5400	89910	69606		
E6-F6	5	16.65	16.29	15000	249750	244350		
A7-B7	4.6	19.8	3.69	13800	273240	50922		
B7-C7	4.3	19.8	6.99	12900	255420	90171		
C7-D7	2.85	19.8	10.565	8550	169290	90330.75		
Somme				348750	3499650	3189746		

Tableau 4.38 : Centre de masse poutres (30*40) 9^{ème} et 10^{ème} Niveau

POUT	Li[m]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
A1-B1	4.2	0.15	3.66	12600	1890	46116	10.03	9.07
B1-C1	3.9	0.15	6.96	11700	1755	81432		
C1-D1	2.45	0.15	10.535	7350	1102.5	77432.25		
A2-B2	4.2	3.45	3.66	12600	43470	46116		
B2-C2	3.9	3.45	6.96	11700	40365	81432		
C2-D2	2.45	3.45	10.535	7350	25357.5	77432.25		
D2-E2	1.4	3.45	12.86	4200	14490	54012		
E2-F2	4.6	3.45	16.26	13800	47610	224388		
A3-B3	4.2	6.65	3.66	12600	83790	46116		
B3-C3	3.9	6.65	6.96	11700	77805	81432		
C3-D3	2.45	6.65	10.535	7350	48877.5	77432.25		
D3-E3	1.4	6.65	12.86	4200	27930	54012		
E3-F3	4.6	6.65	16.26	13800	91770	224388		
A4-B4	4.2	10.05	3.66	12600	126630	46116		
B4-C4	3.9	10.05	6.96	11700	117585	81432		
C4-D4	2.45	10.05	10.535	7350	73867.5	77432.25		
D4-E4	1.4	10.05	12.86	4200	42210	54012		
E4-F4	4.6	10.05	16.26	13800	138690	224388		
A5-B5	4.2	13.45	3.66	12600	169470	46116		
B5-C5	3.9	13.45	6.96	11700	157365	81432		
C5-D5	2.45	13.45	10.535	7350	98857.5	77432.25		
D5-E5	1.4	13.45	12.86	4200	56490	54012		
E5-F5	4.6	13.45	16.26	13800	185610	224388		
A6-B6	4.2	16.65	3.66	12600	209790	46116		
B6-C6	3.9	16.65	6.96	11700	194805	81432		
C6-D6	2.45	16.65	10.535	7350	122377.5	77432.25		
D6-E6	1.4	16.65	12.86	4200	69930	54012		
E6-F6	4.6	16.65	16.26	13800	229770	224388		
A7-B7	4.2	19.8	3.66	12600	249480	46116		
B7-C7	3.9	19.8	6.96	11700	231660	81432		
C7-D7	2.45	19.8	10.535	7350	145530	77432.25		
Somme				311550	3126330	2826862		

Tableau 4.39 : Centre de masse plancher RDC

Elément	Si[m2]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
1	11.82	1.73	3.6	64.42	111.44487	231.9084	9.77	12.75
2	12.03	4.9	3.6	65.56	321.26115	236.0286		
3	12.86	8.2	3.6	70.09	574.7134	252.3132		
4	12.86	11.6	3.6	70.09	813.0092	252.3132		
5	12.03	14.9	3.6	65.56	976.89615	236.0286		
6	11.82	18.08	3.6	64.42	1164.6955	231.9084		
7	10.96	1.73	8.05	59.73	103.33636	480.8426		
8	11.16	4.9	8.05	60.82	298.0278	489.6171		
9	11.93	8.2	8.05	65.02	533.1517	523.39893		
10	11.16	14.9	8.05	60.82	906.2478	489.6171		
11	10.96	18.08	8.05	59.73	1079.9546	480.8426		
12	6.84	1.73	11.62	37.28	64.49094	433.17036		
13	6.96	4.9	11.62	37.93	185.8668	440.76984		
14	7.44	8.2	11.62	40.55	332.4936	471.16776		
15	6.96	14.9	11.62	37.93	565.1868	440.76984		
16	6.84	18.08	11.62	37.28	673.98624	433.17036		
17	3.85	1.73	13.91	20.98	36.299725	291.86658		
18	3.92	4.9	13.91	21.36	104.6836	297.17324		
19	4.19	8.2	13.91	22.84	187.2511	317.64181		
20	6.96	14.9	13.91	37.93	565.1868	527.63412		
21	3.85	18.08	13.91	20.98	379.3636	291.86658		
22	12.96	1.73	17.35	70.63	122.19336	1225.4652		
23	13.16	4.9	17.35	71.72	351.4378	1244.3767		
24	14.1	8.2	17.35	76.85	630.129	1333.2608		
25	14.1	11.6	17.35	76.85	891.402	1333.2608		
26	13.19	14.9	17.35	71.89	1071.094	1247.2134		
27	12.96	18.08	17.35	70.63	1277.0266	1225.4652		
28	11.68	1.73	22.13	63.66	110.12488	1408.7073		
29	11.89	4.9	22.13	64.80	317.52245	1434.0351		
30	12.71	8.2	22.13	69.27	568.0099	1532.934		
31	1.71	11.6	22.13	9.32	108.1062	206.24054		
32	11.89	14.9	22.13	64.80	965.52745	1434.0351		
33	11.68	18.08	22.13	63.66	1150.9005	1408.7073		
Somme				1795.394	17541	22884		

Tableau 4.40 : Centre de masse plancher Etage courant

Elément	Si[m2]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
1	11.82	1.73	3.6	64.419	111.44487	231.9084	9.81	10.59
2	12.03	4.9	3.6	65.5635	321.26115	236.0286		
3	12.86	8.2	3.6	70.087	574.7134	252.3132		
4	12.86	11.6	3.6	70.087	813.0092	252.3132		
5	12.03	14.9	3.6	65.5635	976.89615	236.0286		
6	11.82	18.08	3.6	64.419	1164.6955	231.9084		
7	10.96	1.73	8.05	59.732	103.33636	480.8426		
8	11.16	4.9	8.05	60.822	298.0278	489.6171		
9	11.93	8.2	8.05	65.0185	533.1517	523.3989		
10	11.16	14.9	8.05	60.822	906.2478	489.6171		
11	10.96	18.08	8.05	59.732	1079.9546	480.8426		
12	6.84	1.73	11.62	37.278	64.49094	433.1704		
13	6.96	4.9	11.62	37.932	185.8668	440.7698		
14	7.44	8.2	11.62	40.548	332.4936	471.1678		
15	6.96	14.9	11.62	37.932	565.1868	440.7698		
16	6.84	18.08	11.62	37.278	673.98624	433.1704		
17	3.85	1.73	13.91	20.9825	36.299725	291.8666		
18	3.92	4.9	13.91	21.364	104.6836	297.1732		
19	4.19	8.2	13.91	22.8355	187.2511	317.6418		
20	6.96	14.9	13.91	37.932	565.1868	527.6341		
21	3.85	18.08	13.91	20.9825	379.3636	291.8666		
22	12.96	1.73	17.35	70.632	122.19336	1225.465		
23	13.16	4.9	17.35	71.722	351.4378	1244.377		
24	14.1	8.2	17.35	76.845	630.129	1333.261		
25	14.1	11.6	17.35	76.845	891.402	1333.261		
26	13.19	14.9	17.35	71.8855	1071.094	1247.213		
27	12.96	18.08	17.35	70.632	1277.0266	1225.465		
Somme				1459.8915	14321	15459		

Tableau4.41 : Centre de masse plancher Terrasse

Elément	Si[m2]	Xi[m]	Yi[m]	Mi [KN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
1	11.82	1.73	3.6	75.057	129.84861	270.2052	9.81	10.59
2	12.03	4.9	3.6	76.3905	374.31345	275.0058		
3	12.86	8.2	3.6	81.661	669.6202	293.9796		
4	12.86	11.6	3.6	81.661	947.2676	293.9796		
5	12.03	14.9	3.6	76.3905	1138.21845	275.0058		
6	11.82	18.08	3.6	75.057	1357.03056	270.2052		
7	10.96	1.73	8.05	69.596	120.40108	560.2478		
8	11.16	4.9	8.05	70.866	347.2434	570.4713		
9	11.93	8.2	8.05	75.7555	621.1951	609.831775		
10	11.16	14.9	8.05	70.866	1055.9034	570.4713		
11	10.96	18.08	8.05	69.596	1258.29568	560.2478		
12	6.84	1.73	11.62	43.434	75.14082	504.70308		
13	6.96	4.9	11.62	44.196	216.5604	513.55752		
14	7.44	8.2	11.62	47.244	387.4008	548.97528		
15	6.96	14.9	11.62	44.196	658.5204	513.55752		
16	6.84	18.08	11.62	43.434	785.28672	504.70308		
17	3.85	1.73	13.91	24.4475	42.294175	340.064725		
18	3.92	4.9	13.91	24.892	121.9708	346.24772		
19	4.19	8.2	13.91	26.6065	218.1733	370.096415		
20	6.96	14.9	13.91	44.196	658.5204	614.76636		
21	3.85	18.08	13.91	24.4475	442.0108	340.064725		
22	12.96	1.73	17.35	82.296	142.37208	1427.8356		
23	13.16	4.9	17.35	83.566	409.4734	1449.8701		
24	14.1	8.2	17.35	89.535	734.187	1553.43225		
25	14.1	11.6	17.35	89.535	1038.606	1553.43225		
26	13.19	14.9	17.35	83.7565	1247.97185	1453.17528		
27	12.96	18.08	17.35	82.296	1487.91168	1427.8356		
Somme				1700.9745	16686	18012		

Tableau 4.42 : Centre de masse des murs

Mur	Si[m2]	Xi[m]	Yi[m]	Mi [kN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
MT1	2.99	0.98	0.15	8.7906	8.614788	1.31859	10.66	11.71
MT2	8.874	4.9	11.57	26.08956	127.83884	301.85621		
MT3	3.825	14.9	13.22	11.2455	167.55795	148.66551		
MT4	8.874	17.53	14.82	26.08956	457.34999	386.64728		
MT5	4.59	19.7	21.52	13.4946	265.84362	290.40379		
ML1	4.59	0.15	0.53	13.4946	2.02419	7.152138		
ML2	12.699	3.3	3.58	37.33506	123.2057	133.65951		
ML3	5.976	6.5	8.97	17.56944	114.20136	157.59788		
ML4	7.344	9.9	11.6	21.59136	213.75446	250.45978		
ML5	4.131	13.3	14	12.14514	161.53036	170.03196		
ML6	13.923	16.5	17.33	40.93362	675.40473	709.37963		
ML7	4.59	19.65	20.8	13.4946	265.16889	280.68768		
SOMME				242.27364	2582.4949	2837.86		

Tableau 4.43 : Centre de masse escalier RDC

Élément	Gi[m2]	Si[m2]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[kN]	Mi*Xi	Mi*Yi	XG(m)	YG(m)
Palier1	5.55	4.185	11.6	13.95	23.22675	269.43	324.0132	11.45	13.95
Volee1	9.405	3.162	12.5	11.6	29.73861	371.733	344.9679		
Volee2	9.405	3.162	10.75	11.6	29.73861	319.69	344.9679		
SOMME					82.70397	1283.85	989.4732		

Tableau 4.44 : Centre de masse escaliers Etage Courant

Elément	Gi[m ²]	Si[m ²]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[kN]	Mi*Xi	Mi*Yi	XG(m)	YG(m)
Palier	5.55	4.185	11.6	13.95	23.227	269.43	324.013	11.62	12.27
Volee1	9.145	3.162	12.5	11.6	28.916	361.456	335.431		
Volee2	9.145	3.162	10.75	11.6	28.916	310.852	335.431		
SOMME					81.06	941.739	994.876		

Tableau 4.45 : Centre de masse balcons Etage Courant

Elément	Gi[m ²]	Si[m ²]	Xi[m]	Yi[m]	Mi [kN]	Mi*Xi	Mi*Yi	Xm(m)	Ym(m)
1	6.35	4.35	4.9	0.75	27.6225	135.35025	20.7169	7.85	9.31
2	6.35	4.35	14.9	0.75	27.6225	411.57525	20.7169		
3	6.35	4.7	1.425	11.6	29.845	42.529125	346.202		
4	6.35	4.7	8.08	11.6	29.845	241.1476	346.202		
5	6.35	2.7	2.53	19.15	17.145	43.37685	328.327		
6	6.35	2.7	17.4	19.15	17.145	298.323	328.327		
SOMME					149.225	1172.3021	1390.49		

Tableau 4.46 : Centre de masse Voiles « RDC »

Voiles	L(m)	h(m)	P(kN/m ³)	e[m]	Mi[kN]	Xi[m]	Yi[m]	Mi*Xi	Mi*Yi	XG(m)	YG(m)
VL1	2.25	3.37	25	0.25	47.391	0.1	8.11	4.739	384.338	10.04	9.36
VL2	3.7	3.37	25	0.25	77.931	0.1	11.68	7.793	910.237		
VL3	1.8	3.37	25	0.25	37.913	10	7.14	379.125	270.695		
VL4	1.8	3.37	25	0.25	37.913	10.3	7.14	390.499	270.695		
VL5	2.25	3.37	25	0.25	47.391	19.65	11.68	931.226	553.523		
VL6	3.7	3.37	25	0.25	77.931	19.65	8.11	1531.34	632.022		
VT1	2.62	3.37	25	0.25	55.184	4.93	15	272.056	827.756		
VT2	2.65	3.37	25	0.25	55.816	14.9	15	831.653	837.234		
VT3	1.8	3.37	25	0.25	37.913	4.23	5.96	160.370	225.959		
VT4	1.8	3.37	25	0.25	37.913	9	5.96	341.213	225.959		
VT5	2.9	3.37	25	0.25	61.081	11.6	5.96	708.543	364.044		
VT6	1.8	3.37	25	0.25	37.913	15.6	5.96	591.435	225.959		
SOMME					612.287			6149.999	5728.421		

Tableau 4.47 : Centre de masse Voiles étage courant

Voiles	L(m)	h(m)	P(KN/m ³)	e[m]	Mi[KN]	Xi[m]	Yi[m]	Mi*Xi	Mi*Yi	XG(m)	YG(m)
VL1	2.25	2.86	25	0.15	24.131	0.1	8.11	2.413	195.704	10.04	9.36
VL2	3.7	2.86	25	0.15	39.683	0.1	11.68	3.968	463.492		
VL3	1.8	2.86	25	0.15	19.305	10	7.14	193.050	137.838		
VL4	1.8	2.86	25	0.15	19.305	10.3	7.14	198.842	137.838		
VL5	2.25	2.86	25	0.15	24.131	19.65	11.68	474.179	281.853		
VL6	3.7	2.86	25	0.15	39.683	19.65	8.11	779.761	321.825		
VT1	2.62	2.86	25	0.15	28.100	4.93	15	138.531	421.493		
VT2	2.65	2.86	25	0.15	28.421	14.9	15	423.477	426.319		
VT3	1.8	2.86	25	0.15	19.305	4.23	5.96	81.660	115.058		
VT4	1.8	2.86	25	0.15	19.305	9	5.96	173.745	115.058		
VT5	2.9	2.86	25	0.15	31.103	11.6	5.96	360.789	185.371		
VT6	1.8	2.86	25	0.15	19.305	15.6	5.96	301.158	115.058		
SOMME					311.776			3131.572	2916.905		

Centre de masse de tous les éléments :

Tableau 4.48 : Centre de masse niveau RDC

Elément	Mi[KN]	Xm(m)	Ym(m)	Mi*Xm	Mi*Ym	Xm	Ym
POTEAUX	1499400	9.84	13.06	14754096	19582164	9.88	12.63
PLANCHERS	1795.394	9.77	12.75	17540.99938	22891.2735		
MURS	242.2736	10.66	11.71	2582.636576	2837.023856		
VOILES	414.7	10.04	9.36	4163.588	3881.592		
POUTRE P	418950	10.03	12.35	4202068.5	5174032.5		
POUTRES S	265162.5	9.86	10.63	2614502.25	2818677.375		
ESCALIERS	139.1332	11.45	13.95	1593.07514	1940.90814		
Somme	2186104.001			21596547.05	27606424.67		

Tableau 4.49 : Centre de masse des 1^{er} et 2^{eme} Niveau

Elément	Mi[KN]	Xm(m)	Ym(m)	Mi*Xm	Mi*Ym	Xm	Ym
POTEAUX	872100	10.1	10.18	8808210	8877978	10.07	10.49
PLANCHERS	1459.892	9.81	10.59	14321.54052	15460.2563		
MURS	242.2736	10.66	11.71	2582.636576	2837.02386		
VOILES	414.7	10.04	9.36	4163.588	3881.592		
POUTRE P	292950	10.03	12.35	2938288.5	3617932.5		
POUTRES S	198900	10.03	9.14	1994967	1817946		
ESCALIERS	74.39904	11.62	12.27	864.5168448	912.876221		
Somme	1366141.3			13763397.78	14336948.2		

Tableau 4.50 : Centre de masse du 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} Niveau

Elément	Mi[KN]	Xm(m)	Ym(m)	Mi*Xm	Mi*Ym	Xm	Ym
POTEAUX	726750	10.1	10.18	7340175	7398315	10.07	9.86
PLANCHERS	1459.892	9.81	10.59	14321.54052	15460.2563		
MURS	242.2736	10.66	11.71	2582.636576	2837.02386		
VOILES	414.7	10.04	9.36	4163.588	3881.592		
POUTRE P	297600	10.03	9.11	2984928	2711136		
POUTRES S	202500	10.01	9.78	2027025	1980450		
ESCALIERS	74.39904	11.62	12.27	864.5168448	912.876221		
Somme	1229041.3			12374060.28	12112992.7		

Tableau 4.51: Centre de masse du 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} Niveau

Elément	Mi[KN]	Xm(m)	Ym(m)	Mi*Xm	Mi*Ym	Xm	Ym
POTEAUX	465120	9.93	10.18	4618641.6	4734921.6	9.98	9.75
PLANCHERS	1459.892	9.81	10.59	14321.54052	15460.2563		
MURS	242.2736	10.66	11.71	2582.636576	2837.02386		
VOILES	414.7	10.04	9.36	4163.588	3881.592		
POUTRE P	348750	10.03	9.15	3497962.5	3191062.5		
POUTRES S	209700	10.01	9.78	2099097	2050866		
ESCALIERS	74.39904	11.62	12.27	864.5168448	912.876221		
Somme	1025761.3			10237633.38	9999941.85		

Tableau 5.52 : Centre de masse du 9^{eme} et 10^{eme} Niveau

Elément	Mi[KN]	Xm(m)	Ym(m)	Mi*Xm	Mi*Ym	Xm	Ym
POTEAUX	348840	9.9	10.18	3453516	3551191.2	9.97	9.69
PLANCHERS	1700.975	9.81	10.59	16686.56475	18013.3253		
MURS	242.2736	10.66	11.71	2582.636576	2837.02386		
VOILES	414.7	10.04	9.36	4163.588	3881.592		
POUTRE P	311550	10.03	9.07	3124846.5	2825758.5		
POUTRES S	213300	10.01	9.78	2135133	2086074		
ESCALIERS	74.39904	11.62	12.27	864.5168448	912.876221		
Somme	876122.35			8737792.806	8488668.52		

4.9 Calcul des excentricités

Excentricité accidentelle: (RPA 99.Art.4.2.7)

Pour toutes les structures comprenant des planchers rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)
- excentricité théorique résultante des plans.
- $e_x = \max \{ 5\% L_{\max}; e_{x \text{ théorique}} \}$; $e_y = \max \{ 5\% L_{\max}; e_{y \text{ théorique}} \}$

$$e_{x_{acc}} = 5\% L_{\max} = 5\% L_x = 0.05 \times 20 = 1\text{m}$$

$$e_{y_{acc}} = 5\% L_{\max} = 5\% L_y = 0.05 \times 24,15 = 1.2\text{m}$$

Tableau 5.53 : excentricité théoriques

NIV	Position du centre de masse		position du centre de torsion		excentricité structurale	
	$X_m(m)$	$Y_m(m)$	$X_c(m)$	$Y_c(m)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$
10	9.97	9.69	9.96	9.26	0.01	0.43
9	9.97	9.69	9.96	9.26	0.01	0.43
8	9.98	9.75	9.96	9.26	0.02	0.49
7	9.98	9.75	9.96	9.26	0.02	0.49
6	9.98	9.75	9.96	9.26	0.02	0.49
5	10.07	9.86	9.96	9.27	0.11	0.59
4	10.07	9.86	9.96	9.27	0.11	0.59
3	10.07	9.86	9.96	9.27	0.11	0.59
2	9.92	9.9	9.96	9.27	-0.04	0.63
1	9.92	9.9	9.96	9.27	-0.04	0.63
RDC	9.88	12.63	9.96	9.29	-0.08	3.34

Les résultats de calcul de l'excentricité révèlent que l'excentricité théorique pour chaque niveau est inférieure à l'excentricité accidentelle.

Conclusion

En conclusion, nous retenons les résultats essentiels ci-après :

- L'effort horizontal est repris dans le sens transversal avec un pourcentage de **43.15%** par les portiques et de **56.85%** par les voiles. Dans le sens longitudinal celui-ci est repris avec un pourcentage de **54.85%** par les portiques et **45.15%** par les voiles. Par ailleurs, le pourcentage d'effort vertical repris par les voiles est de **11.95%** Conformément au (RPA 99), nous concluons que le système de contreventement est de type mixte.
- L'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion est très faible.
- la rigidité des éléments structuraux suit une loi pyramide de haut en bas, et sa fréquence de entre deux niveaux « n » et « n+1 » est $< 25\%$ où $R_{j_n} \geq R_{j_{n+1}}$.

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 devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

5.1 Description de L'ETABS :

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) c'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, ...etc.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes

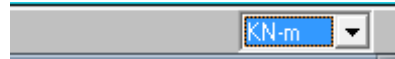
- 1- introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
- 2- spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
- 3- spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
- 4- définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
- 5- affectation des charges revenant aux éléments,
- 6- introduction des combinaisons d'actions,
- 7- affectation des masses sismiques,
- 8- spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),
- 9- exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

5.2 Etapes De Modélisation :

- **Etape 1** : La première étape consiste à spécifier la **géométrie de la structure**

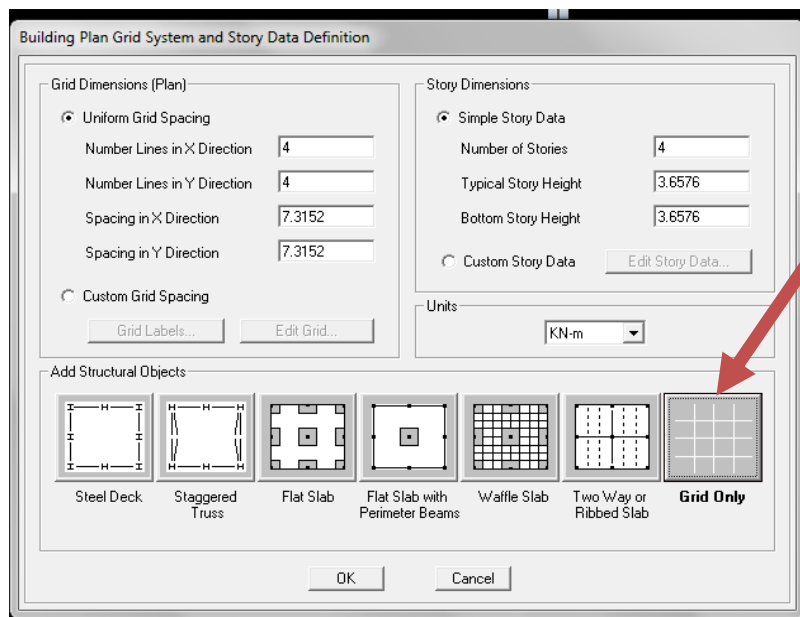
1) Choix des unités

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



2) Géométrie de base

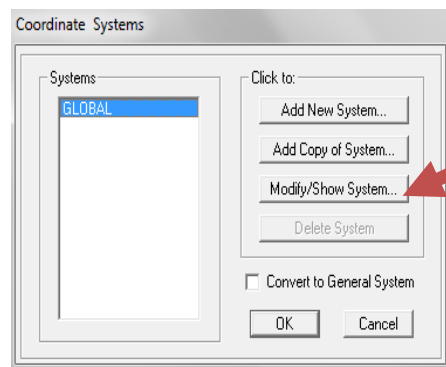
En haut de l'écran dans **File**, on sélectionne **New model**. On clique sur **Grid only** afin de modéliser notre structure à partir de lignes de grilles.



En choisissant **Grid Only** pour avoir uniquement les lignes de construction

on définit les lignes de construction du modèle (nombre de travées selon la direction X, selon la direction Y).

Commande **Edit ; Edit grid** puis en aura la commande suivante :



Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	3,15	Primary	Show	Top	
2	2	3,2	Primary	Show	Top	
3	3	3,4	Primary	Show	Top	
4	4	3,4	Primary	Show	Top	
5	5	3,2	Primary	Show	Top	
6	6	3,15	Primary	Show	Top	
7	7	0		Show	Top	
8						
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	4,6	Primary	Show	Left	
2	B	4,3	Primary	Show	Left	
3	C	2,85	Primary	Show	Left	
4	D	1,8	Primary	Show	Left	
5	E	5	Primary	Show	Left	
6	F	5	Primary	Show	Left	
7	G	0	Primary	Show	Left	
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as:
☐ Ordinates ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines
☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.524

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Pour définir le nombre de niveau et la hauteur de l'étage en fait la commande **Edit**

Edit Story, insert story on aura les fenêtres si dessous ;

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	STORY4-8	2.5	37.18	No	STORY4-7	No	0.
12	STORY4-7	3.06	34.68	No	NONE	No	0.
11	STORY4-6	3.06	31.62	No	STORY4	No	0.
10	STORY4-5	3.06	28.56	No	STORY4	No	0.
9	STORY4-4	3.06	25.5	No	STORY4	No	0.
8	STORY4-3	3.06	22.44	No	STORY4	No	0.
7	STORY4-2	3.06	19.38	No	STORY4	No	0.
6	STORY4-1	3.06	16.32	No	STORY4	No	0.
5	STORY4	3.06	13.26	Yes		No	0.
4	STORY3	3.06	10.2	No	STORY4	No	0.
3	STORY2	3.06	7.14	No	STORY4	No	0.
2	STORY1	4.08	4.08	No	STORY4	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 2.5 Reset

Master Story: No Reset

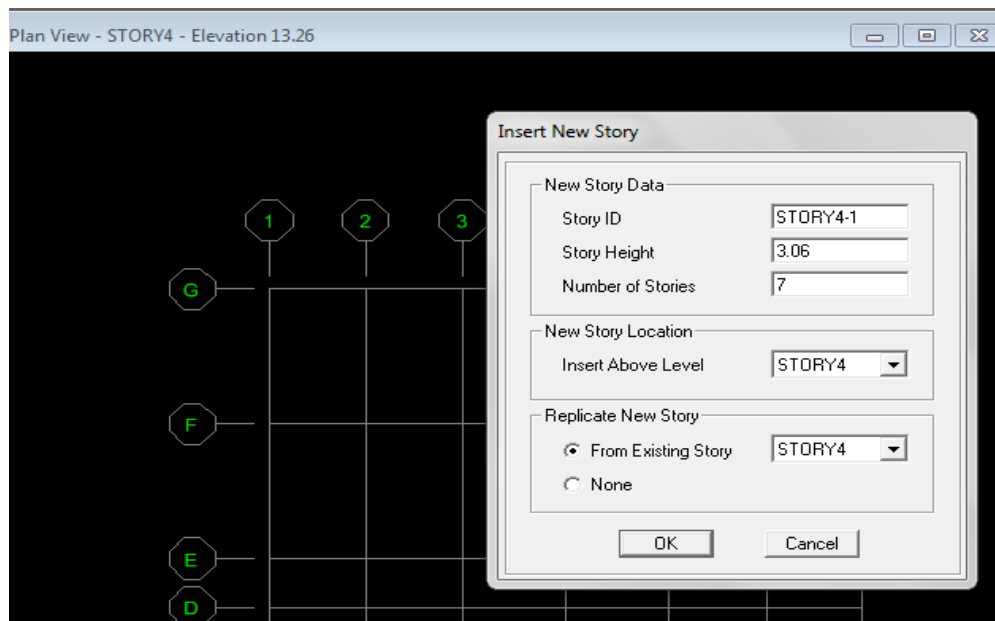
Similar To: NONE Reset

Splice Point: No Reset


Splice Height: 0 Reset

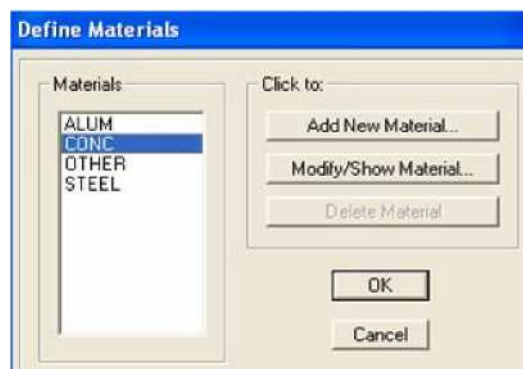
Units: Change Units KN-m

OK Cancel

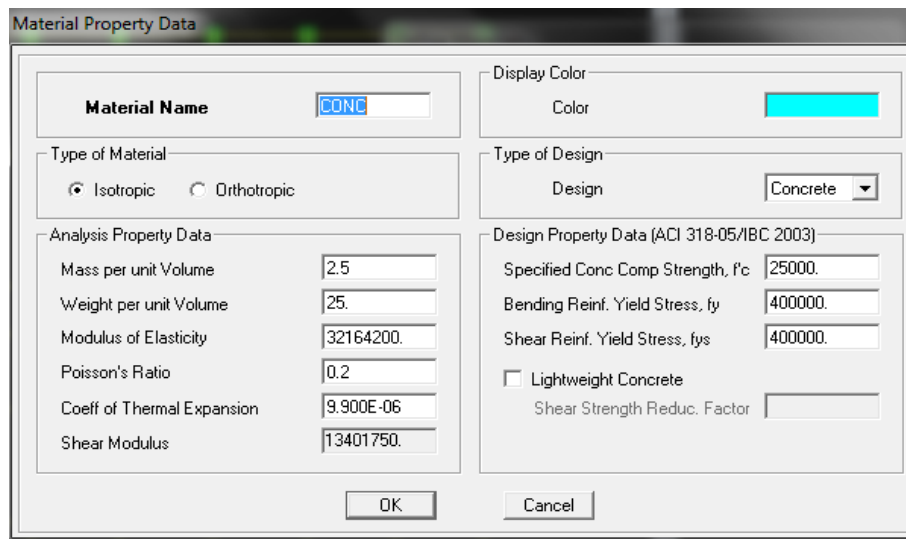


- **Etape 2:** La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence, l'acier et le béton.

 **Material Properties...** permet de définir les propriétés des matériaux utilisés dans notre cas on utilisera le béton (on clique sur concrete)



- Masse per unit volume** (masse volumique du béton)
- Weight per unit volume** (Poids volumique du béton)
- Modulus of Elasticity** (Module de Young)
- Specified concrete comp strenght** (contrainte max du béton à la compression)
- Bending Reinf,Yield Stress** (contrainte max des aciers longitudinaux)
- Shear Reinf,Tield Stress** (contrainte max des aciers transversaux)



Material Property Data

Material Name

Type of Material
☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	<input type="text" value="2.5"/>
Weight per unit Volume	<input type="text" value="25"/>
Modulus of Elasticity	<input type="text" value="32164200"/>
Poisson's Ratio	<input type="text" value="0.2"/>
Coeff of Thermal Expansion	<input type="text" value="9.900E-06"/>
Shear Modulus	<input type="text" value="13401750"/>

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)

Display Color
Color

Type of Design
Design

Specified Conc Comp Strength, f'_c

Bending Reinf. Yield Stress, f_y

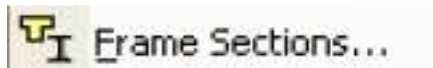
Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys}

☐ Lightweight Concrete
 Shear Strength Reduc. Factor

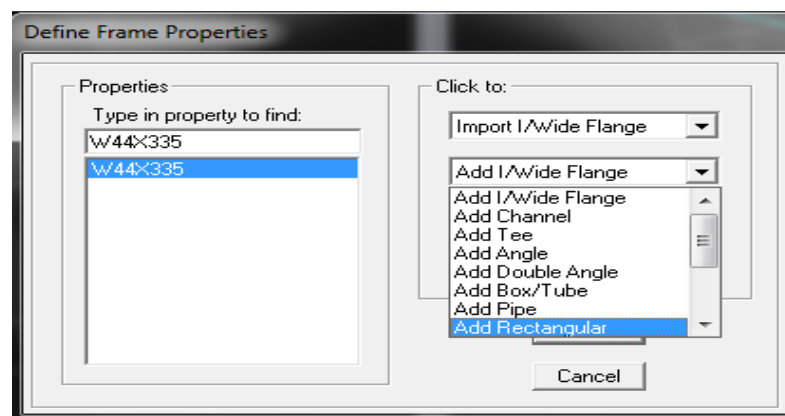
OK Cancel

- **Etape 3 :** dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, poutrelle dalle, voile,...)

Définition des poteaux et poutres:



« add rectangular » ; les étapes de la création de l'élément sont montrées sur les figures ci-dessous

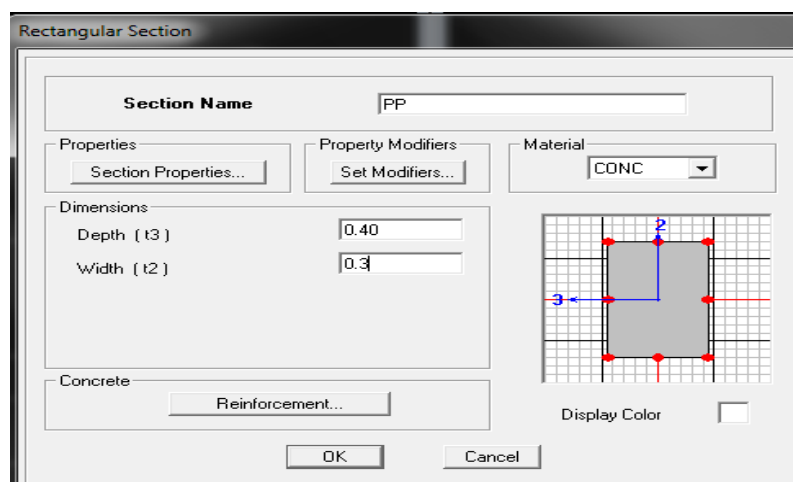


Define Frame Properties

Properties
 Type in property to find:

Click to:

Cancel



Rectangular Section

Section Name

Properties

Property Modifiers

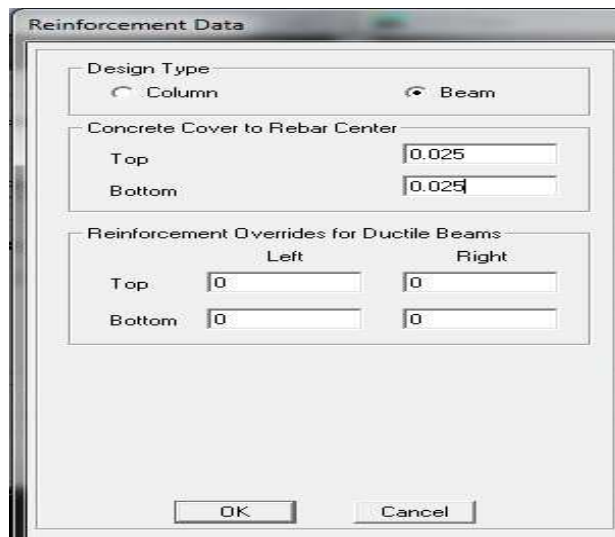
Material

Dimensions
 Depth (t3)
 Width (t2)

Concrete

Display Color ☐

OK Cancel



The 'Reinforcement Data' dialog box is used to define the reinforcement properties for a beam. It contains the following fields:

- Design Type:** Radio buttons for 'Column' and 'Beam'. 'Beam' is selected.
- Concrete Cover to Rebar Center:** Input fields for 'Top' and 'Bottom', both set to 0.025.
- Reinforcement Overrides for Ductile Beams:** A table with columns 'Left' and 'Right', and rows 'Top' and 'Bottom'. All values are set to 0.

Buttons at the bottom: OK, Cancel.

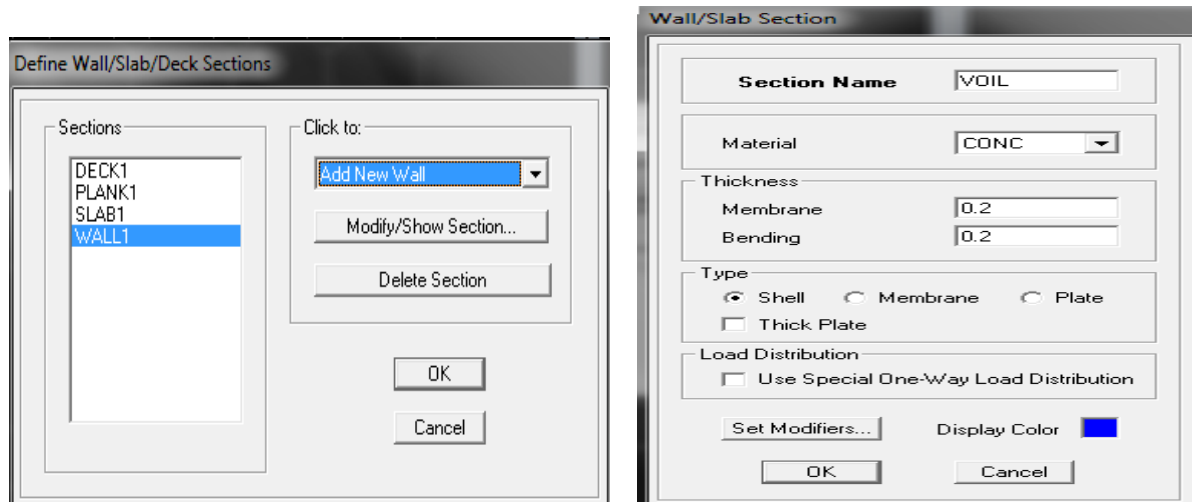
après avoir les éléments barres (poutre, poteaux) nous allons passer aux éléments plaques (Dalles, voiles). On commence d'abord par définir leur caractéristique géométrique.

Define, wall/slab/deck section

wall(voile); slab(dalle pleine) ; deck(plancher)

Dans la boîte de dialogue, on définit les propriétés :

Voile de contreventement :

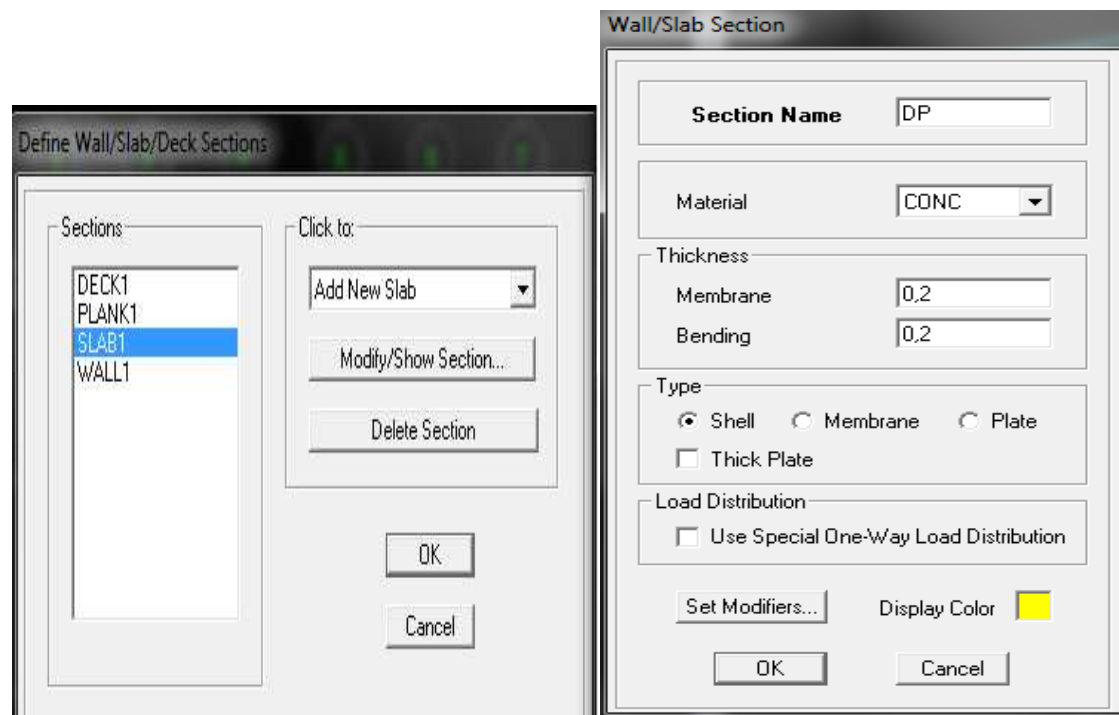


The 'Define Wall/Slab/Deck Sections' dialog box shows a list of sections: DECK1, PLANK1, SLAB1, and WALL1. 'WALL1' is selected. The 'Click to:' section has a dropdown menu with 'Add New Wall' selected, and buttons for 'Modify/Show Section...' and 'Delete Section'. Buttons at the bottom: OK, Cancel.

The 'Wall/Slab Section' dialog box shows the properties for the selected section 'VOIL':

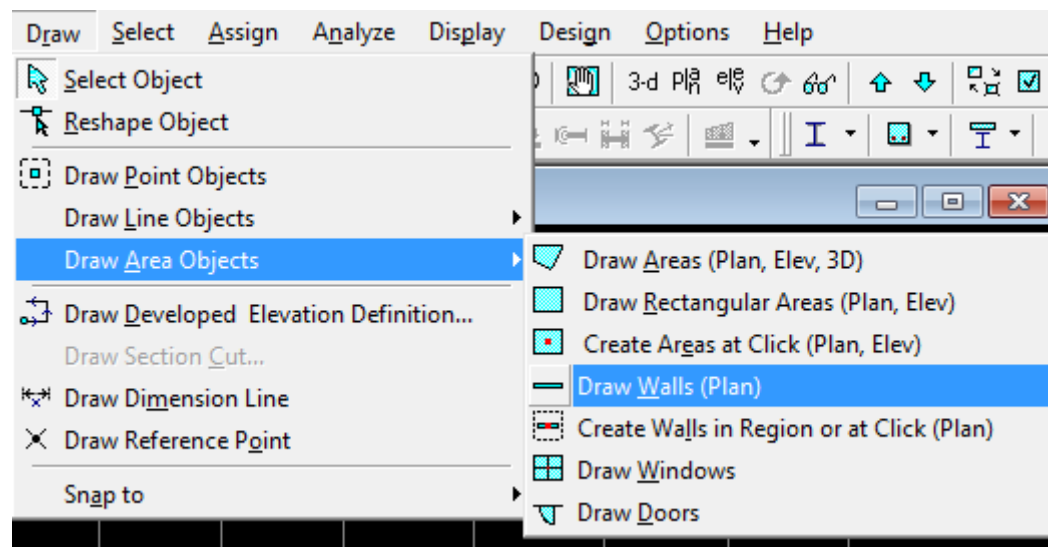
- Section Name:** VOIL
- Material:** CONC
- Thickness:** Membrane (0.2), Bending (0.2)
- Type:** Radio buttons for 'Shell' (selected), 'Membrane', and 'Plate'. A checkbox for 'Thick Plate' is unchecked.
- Load Distribution:** A checkbox for 'Use Special One-Way Load Distribution' is unchecked.
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (blue square), OK, Cancel.

Dalle pleine :

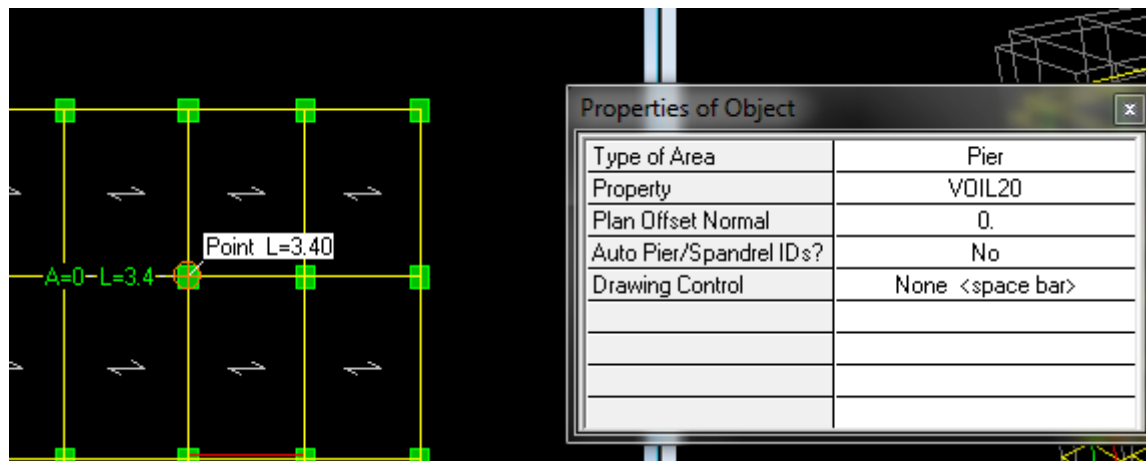


Pour modéliser les voiles, on doit se positionner soit en plan ou en élévation. On clique sur **draw** → **draw area objects**

Exemple :



En va crée notre voile en plan, en cliquant du 1^{er} point au 2eme point



-Pour les dalles pleine de forme rectangulaire ou triangulaire on se positionné sur la vue en plan et nous allons poursuivre la même méthode que celle des voiles.

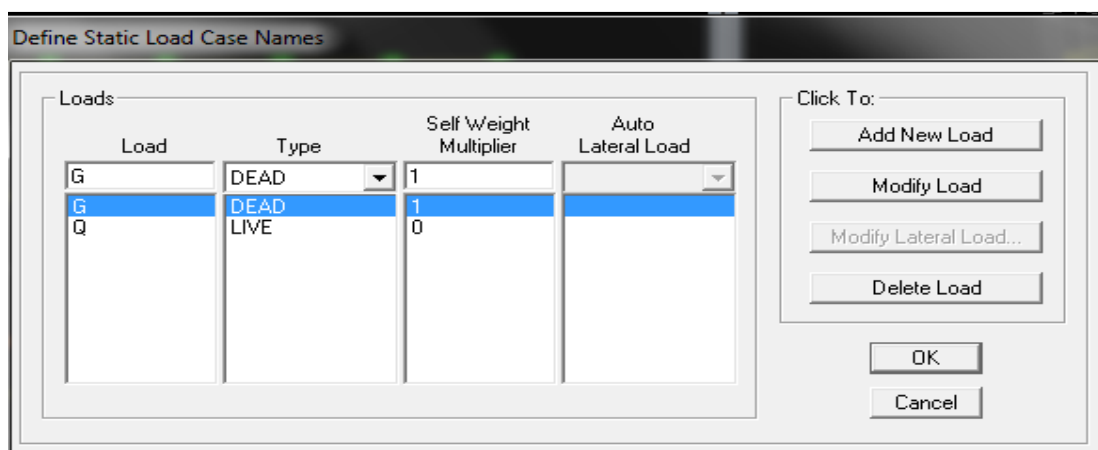
- **Etape4** : définition des charges appliquées a la structure modélisée.

1) Charge statique (G et Q)

la structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q).

Pour les définir nous allons suivre les procéder suivant :

Define —→ **static load cases**



Load name (nom de la charge)

Type DEAD (permanente), LIVE(exploitation)

Self weight multiplier (coefficient interne poids propre)

Remarque :

On introduisant la valeur 1 dans la case **Self weight multiplier**, le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en les rajoutant **automatiquement** aux charges permanente **G**.

2) Charge dynamique (E) :

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'accélération (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

Zone : IIII (Zone a sismicité forte, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2(bâtiments courants, voir chapitre III.3.2 du RPPA 2003)

Coeff comportement: Mixteportique/voile avec interaction

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S3

Facteur de qualité (Q): Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement,
- la redondance en plan,
- la régularité en plan,
- la régularité et en élévation,
- Contrôle de la qualité des matériaux,
- Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum Pq$$

Pq : pénalité à retenir selon que les critère de qualité q "est satisfait ou non"

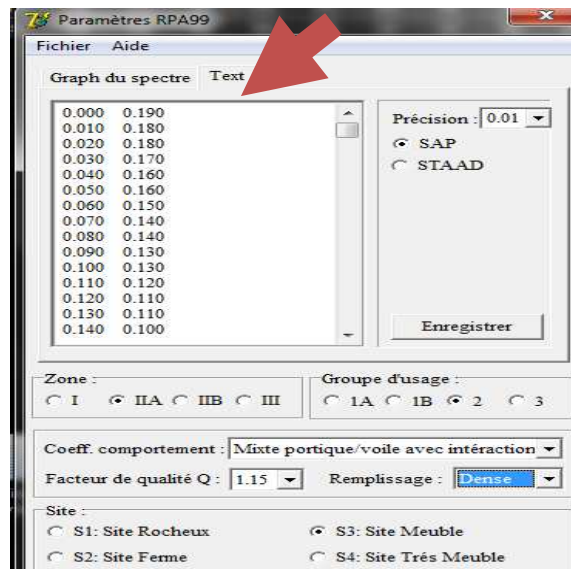
Après avoir vérifiée les conditions ci-dessous en trouve le facteur de qualité **Q=1,15**.

En introduit dans le logiciel



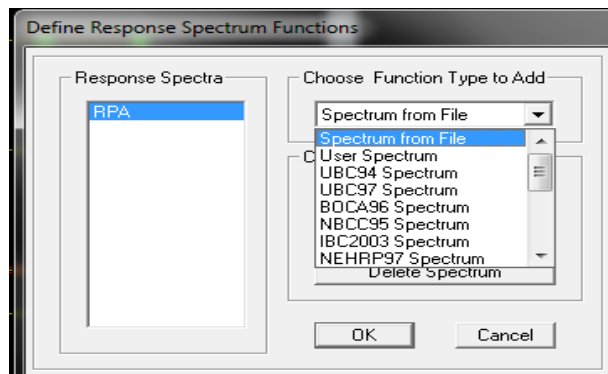
les données dans leurs cases respectives, on clique sur

Text pour voir les valeurs.

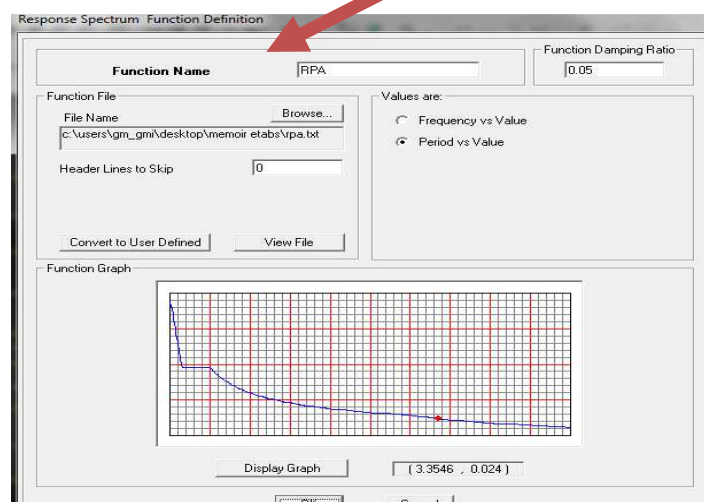


Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define —> Reponse spectrum functions...



Function Name (nom du spectre) : RPA



Une fois que le spectre est introduit, nous allons procéder à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement E(séisme) ; on clique sur :

Define → reponse → spectrum cases

Spectrum Case Name

(Spectre suivant Ex) :

Amortissement=8.5%

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name EX

Structural and Function Damping
Damping 0.085

Modal Combination
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC
f1 f2

Directional Combination
☒ SRSS ☐ ABS Orthogonal SF
☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle 0

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05
Override Diaph. Eccen. Override...

Etape5 : Chargement des poutres (PP-PS)

Les charges statiques étant introduites, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Assign → frame loads → Distributed



Units (unités)

Type de chargement

Charge (introduire la valeur)

Frame Distributed Loads

Load Case Name G **Units** KN-m

Load Type and Direction
☒ Forces ☐ Moments
Direction Gravity

Options
☐ Add to Existing Loads
☒ Replace Existing Loads
☐ Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1	2	3	4
Distance	0	0.25	0.75	1
Load	0	0	0	0

☒ Relative Distance from End-I ☐ Absolute Distance from End-I

Uniform Load
Load 0

OK Cancel

- **Etape6** : introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

ELU: $1,35G+1,5Q$

ELS: $G+Q$

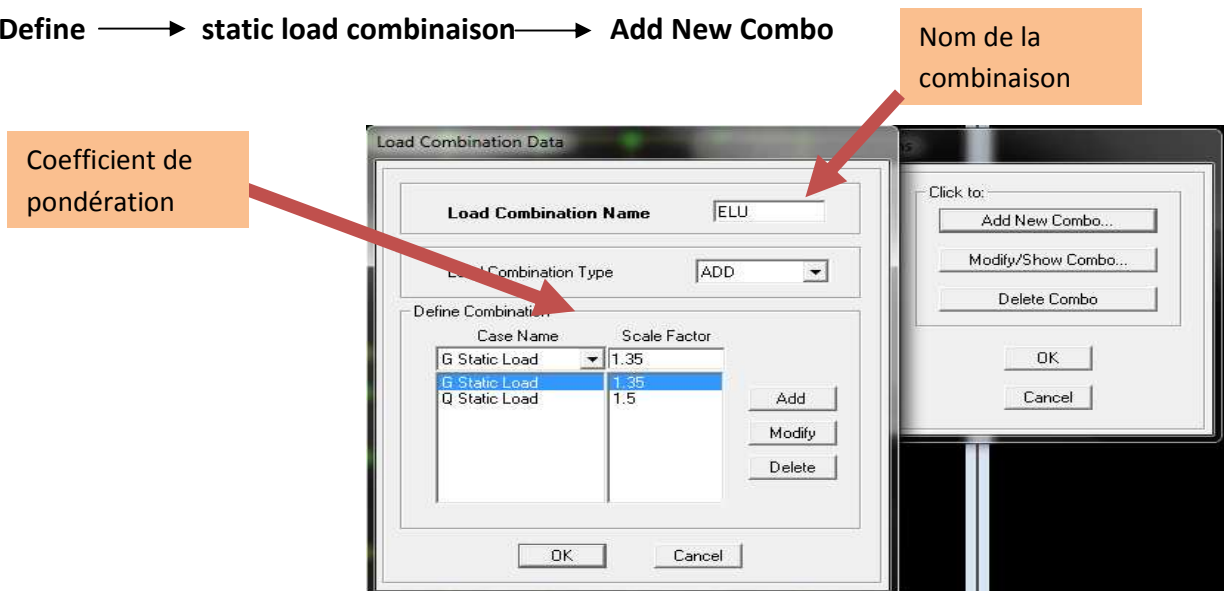
Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G+Q+E$

08GE : $0,8G+E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

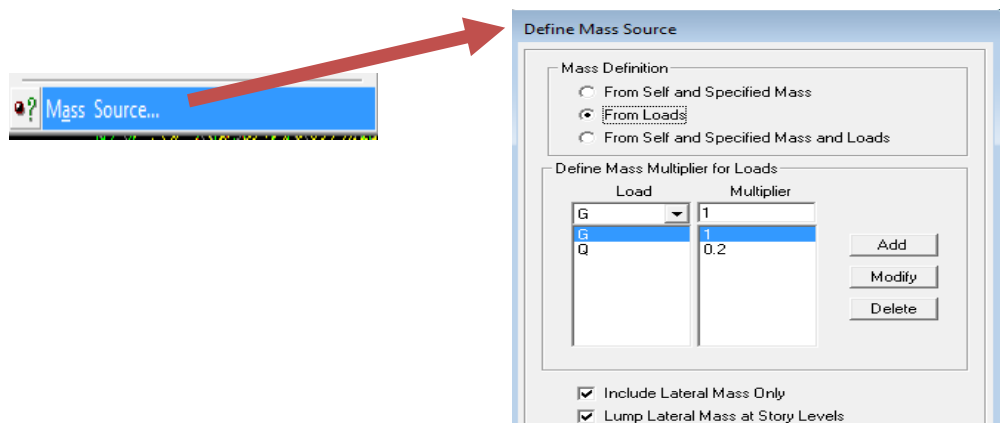
Define → **static load combinaison** → **Add New Combo**



On reprend la même opération pour les autres combinaisons

Etape7 : introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante : **define**→**mass source**



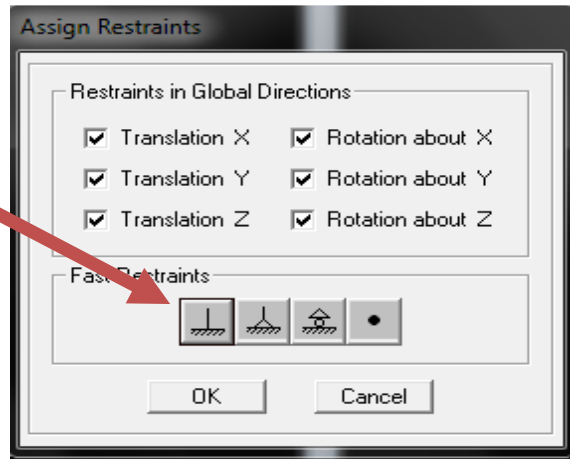
- **Etape8** : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

➤ **Les appuis :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuant un encastrement ;

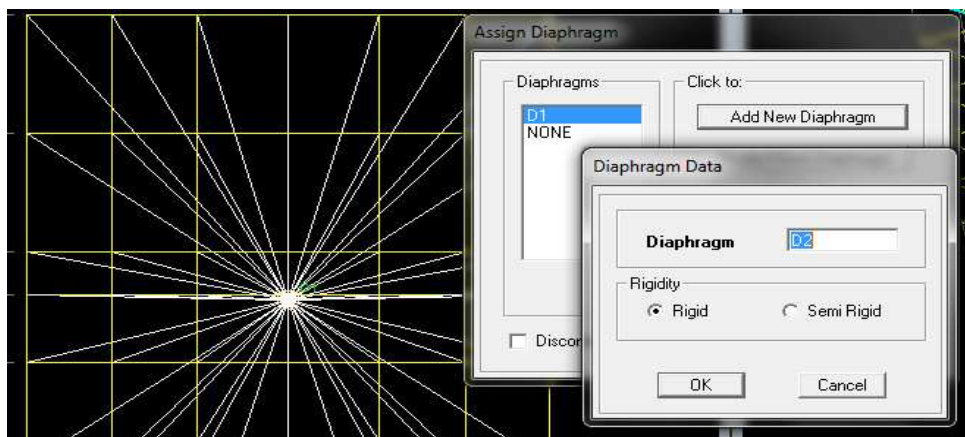
Assign → **joint point** → **restraints (support)** : On clique sur l'icone de l'encastrement et tous les nœuds seront encastrés.

Encastrement



➤ **Les diaphragmes :**

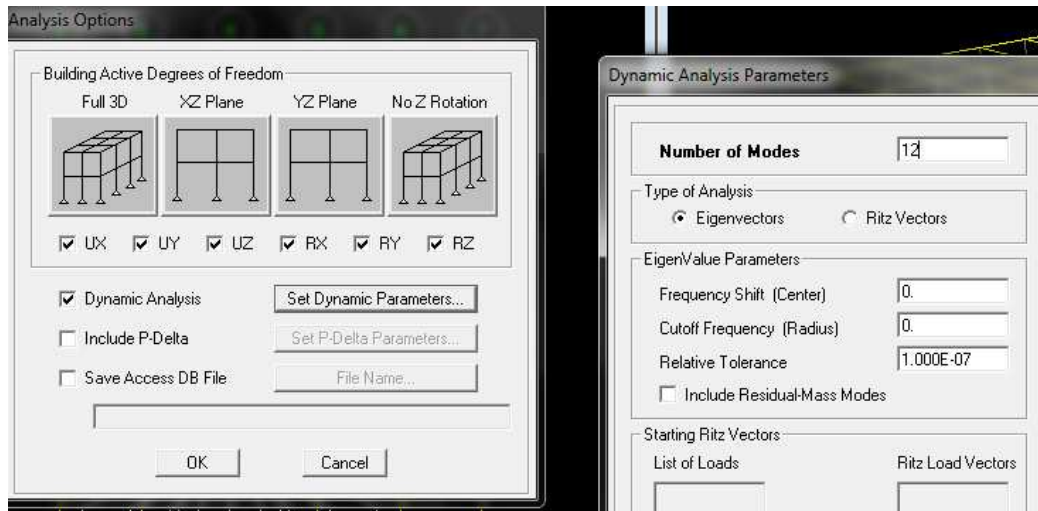
Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur l'icone ou en suivant les étapes suivantes : **Assing** → **joint/ point** → **Diaphragme**




En refait la même opération pour chaque plancher.

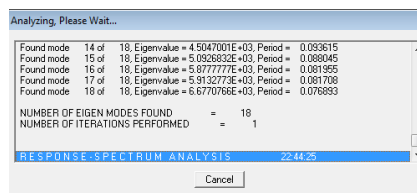
Etape9 :

On utilisera l'analyse spectrale. Avant de lancer l'analyse, Il faut tout d'abord définir le nombre de mode et choisir le type d'analyse ; **analyze** → **set Analysis options**.



Pour lancer l'analyse il suffit de cliquer sur F5 ou en suivant les étapes suivantes :

 **analyze** → **RunAnalysis**.



Cette analyse nous permet de déterminer les efforts internes qui vont être utilisés par la suite pour la détermination du ferrailage.

Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes cité ci-dessus ; nous sommes arrivés au model suivant :

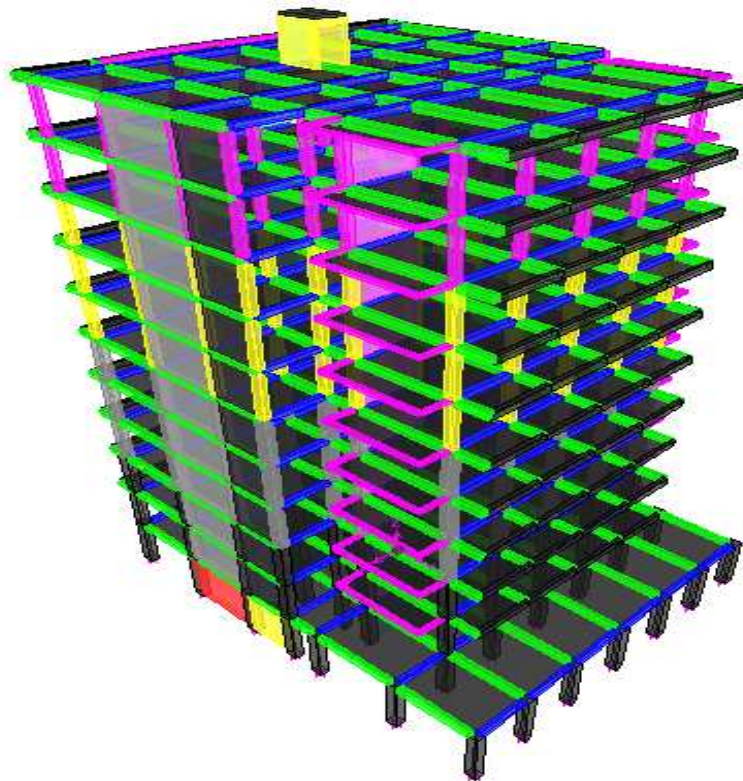


Figure 5.1- Vue en trois dimensions de la structure

5.3 Vérification des résultats selon les exigences du RPA99version 2003

5.3.1 La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante (Art4-6) :

$$T = C_T h_N^{0.75}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage (RPA 2003). Pour notre cas $C_T=0.05$.

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

Tableau5.1 : période analytique

Mode	Period (s)
1	0.887
2	0.715
3	0.666

La première formule empirique donne : $T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (34.17)^{\frac{3}{4}} = 0.71 \text{ sec}$

$T_{\text{empirique}} = 0.71 \times 1.3 = 0.91 \text{ sec}$

$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$ Condition vérifiée.

5.3.2 Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% de la masse total de la structure dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Tableau 5.2 : participation massique au séisme

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.880095	66.1503	0.0033	0	66.1503	0.0033
2	0.708114	0.0094	65.8402	0	66.1597	65.8434
3	0.659733	2.1565	0.058	0	68.3162	65.9014
4	0.239999	16.2216	0.0021	0	84.5377	65.9035
5	0.17793	0.0028	19.3409	0	84.5405	85.2443
6	0.162289	0.0508	0.0001	0	84.5913	85.2445
7	0.111216	6.6937	0.0009	0	91.285	85.2454
8	0.086145	0.0002	0.001	0	91.2852	85.2464
9	0.081768	0.0008	6.8977	0	91.286	92.1442
10	0.078349	0.1447	0.0009	0	91.4307	92.1451

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir du 9^{ème} mode : -Sens-x : 91.286 %,

-Sens-y : 92.144 %,

Donc la condition du RPA est vérifiée.

5.3.3 Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99/VERSION 2003 (art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (art 4-43)** : $\delta_k = R \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) résultant de la modélisation sur ETABS.

R : coefficient de comportement égale à 5 pour une structure mixte.

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau 5.3 : Déplacement inter-étage dans le sens xx'

NIV	UX(δ_{ek}) (m)	R	δ_k (m)	ΔK (m)	δ (m)	condition
10	0.018	5	0.09	0.0085	0.0306	vérifiée
9	0.0163	5	0.0815	0.009	0.0306	vérifiée
8	0.0145	5	0.0725	0.0095	0.0306	vérifiée
7	0.0126	5	0.063	0.0095	0.0306	vérifiée
6	0.0107	5	0.0535	0.0105	0.0306	vérifiée
5	0.0086	5	0.043	0.0095	0.0306	vérifiée
4	0.0067	5	0.0335	0.0095	0.0306	vérifiée
3	0.0048	5	0.024	0.009	0.0306	vérifiée
2	0.003	5	0.015	0.007	0.0306	vérifiée
1	0.0016	5	0.008	0.0055	0.0306	vérifiée
RDC	0.0005	5	0.0025	0.0025	0.0357	vérifiée

Tableau 5.4 : Déplacement inter-étage dans le sens yy'

NIV	$U_y(\delta_{ek})(m)$	R	$\delta_k (m)$	$\Delta K(m)$	$\delta (m)$	condition
10	0.0139	5	0.0695	0.0075	0.0306	vérifiée
9	0.0124	5	0.062	0.008	0.0306	vérifiée
8	0.0108	5	0.054	0.0075	0.0306	vérifiée
7	0.0093	5	0.0465	0.008	0.0306	vérifiée
6	0.0077	5	0.0385	0.008	0.0306	vérifiée
5	0.0061	5	0.0305	0.0075	0.0306	vérifiée
4	0.0046	5	0.023	0.0065	0.0306	vérifiée
3	0.0033	5	0.0165	0.006	0.0306	vérifiée
2	0.0021	5	0.0105	0.005	0.0306	vérifiée
1	0.0011	5	0.0055	0.004	0.0306	vérifiée
RDC	0.0003	5	0.0015	0.0015	0.0357	vérifiée

5.3.4 Déplacements maximum :

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : la flèche admissible,

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.0018$$

$$f = \frac{34.17}{500} = 0.068 \quad \delta_{\max} < f ; \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

5.3.5 Vérification de l'effort tranchant à la base :(ART 4.3.6/ RPA Version 2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) dans le rapport $0.8V_t / V_D$

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

➤ Calcul des coefficients A, D, R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Groupe d'usage : 2} \\ \text{- Zone sismique } II_a \end{array} \right\} A=0.25$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le **RPA2003**

Site meuble $\rightarrow S_3 \Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ sec}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Le système de contreventement est mixte $\Rightarrow \xi = 7\%$

D'où $\Rightarrow \eta = 0.88 \geq 0.70$ vérifiée

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement type de remplissage

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement.

Les valeurs d'A.D. R. C_t et T sont données dans le tableau suivant :

Tableau 5.5 : Tableau donnant les valeurs de A, D, R, T, C_t

Paramètre	valeur	Article du RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique	0.5s	Tableau 4.7
Coefficient C_t	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.74	formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

➤ **Calcul du facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q=1+\sum P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non".

Tableau 5.6 : Valeurs de pénalités P_q

Critères q	Observé/non	P _q
1. condition minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2. redondance en plan	non	0.05
3. régularité en élévation	non	0.05
4. régularité en plan	non	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00

D'où : **Q = 1.20**

➤ **poids total de la structure :**

Pour les bâtiments à usage d'habitation, la masse de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des surcharges d'exploitations.

$$W_G=50188.867 \text{ kN}$$

$$W_Q= 722.556 \text{ kN}$$

$$W_t= W_G+ 0.2W_Q \Rightarrow W_t= 50188.867 + 0.2 \times 722.556 = \mathbf{50333.38 \text{ t}}$$

$$V_{Stx} = V_{Sty} = 3152.88 \text{ kN}$$

$$V_X = 3152.88 \times 0,8=2522.30 \text{ kN}$$

$$V_y =3152.88 \times 0,8=2522.30 \text{ kN}$$

$$V_{X \text{ dyn}}=2579.05 > 80\% V_X = 2522.30 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}}= 3103.08 > 80\% V_X = 2522.30 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

5.3.6 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :
(Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003)

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

Les résultats de vérification sont donnés dans le (tableau 5.7)

Tableau 5.7 : Vérification de l'effort normal réduit

N _U (N)	b(m)	h(m)	f _{c28} (N/m ²)	v	obs
2027.97	0.50	0.60	25000	0.27	vérifiée
1480.68	0.40	0.50	25000	0.30	vérifiée
886.5	0.35	0.45	25000	0.23	vérifiée
331.66	0.30	0.40	25000	0.11	vérifiée

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9 RPA 99/version 2003)

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tout les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K,

V_K: effort tranchant de l'étage k,

h_K : hauteur de l'étage K,

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le ci-dessous (tableau 5.8).

Tableau 5.8 : Vérification de l'effet P-Δ

NIV	Pk	sens x x			sens y y		
		ΔK (m)	VKx hK	θx (facteur d'instabilité)	ΔK (m)	VKy hK	θy (facteur d'instabilité)
10	382.58	0.009	110.16	0.03	0.008	136.84	0.02
9	436.23	0.009	91.56	0.04	0.008	110.10	0.03
8	440.87	0.010	143.67	0.03	0.008	158.69	0.02
7	446.43	0.010	140.55	0.03	0.008	148.96	0.02
6	446.43	0.011	122.49	0.04	0.008	126.99	0.03
5	457.93	0.010	203.00	0.02	0.008	193.88	0.02
4	471.27	0.010	167.23	0.03	0.007	158.39	0.02
3	471.27	0.009	147.52	0.03	0.006	135.19	0.02
2	478.13	0.007	150.40	0.02	0.005	133.45	0.02
1	485.91	0.006	102.82	0.03	0.004	102.91	0.02
RDC	540.17	0.003	56.33	0.02	0.002	134.02	0.01

Conclusion

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous pouvons conclure que :

- ✓ La période analytique = 0.88s est inférieure à la période $T_{\text{empirique}} = 0.91\text{s}$.
- ✓ Le taux de participation massique a atteint les 90% à partir du 9^{ème} mode.
- ✓ Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux qui lui sont adjacents dépassent les 1% de la hauteur d'étage.
- ✓ L'effort tranchant à la base, obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente : $V_{x \text{ dyn}} = 2579.05 > 80\% V_x = 2522.30 \text{ kN}$,
 $V_{y \text{ dyn}} = 3103.08 > 80\% V_y = 2522.30 \text{ kN}$.
- ✓ L'effort normal dans les poteaux est de : $v = 0.27 < 0.3$ pour le poteau (50x60),
 $v = 0.27 \leq 0.3$ pour le poteau (40x50),
 $v = 0.23 < 0.3$ pour le poteau (35x45),
 $v = 0.11 < 0.3$ pour le poteau (30x40).
- ✓ La condition de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx et yy est inférieure à 0.1
- ✓ L'excentricité est vérifiée (**Chapitre 4**).

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

Introduction

Ce chapitre consiste à la détermination des sections d'armatures nécessaires dans chaque élément, sous les sollicitations les plus défavorables issues du chapitre précédent. Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux à savoir les poutres soumises à la flexion simple, les poteaux soumis à la flexion composée.

6.1 Ferrailages des poutres

Recommandations du RPA

6.1.1 Armatures longitudinales :

- ❖ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- ❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **IIa**.
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

Tableau 6.1: Pourcentage des armatures longitudinales

	Pourcentage maximum		pourcentage minimum
	zone courante	zone de recouvrement	
Poutres principales (30X40) cm²	48	72	6
Poutres secondaires (30X30) cm²	36	54	4,5

6.1.2 Armatures transversales :

- ❖ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) \text{ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

6.1.3 Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

6.1.4 Etapes de calcul de ferrailage :

a) Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

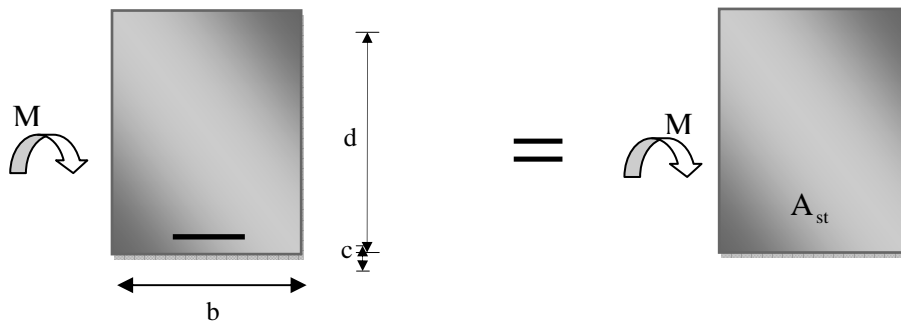
Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

➤ **1er cas** : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc}=0$



A_{sc} : section d'acier comprimée,

A_{st} : section d'acier tendu,

d : distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

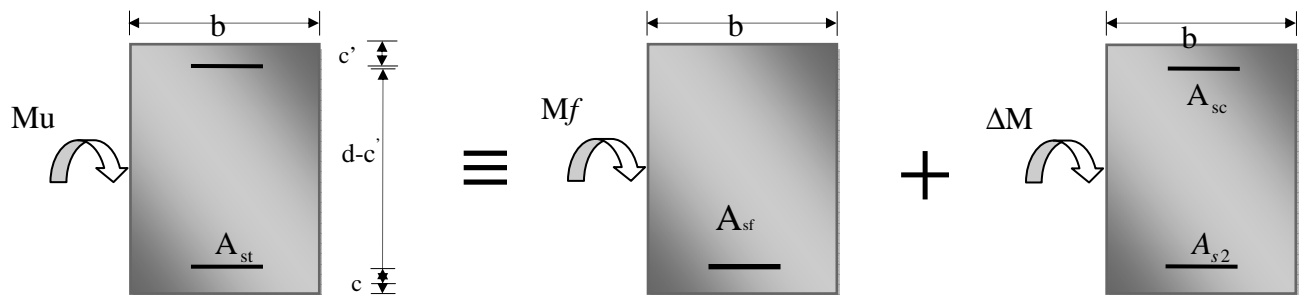
$$M_u = M_f + \Delta M$$

$$M_f = \mu b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M_u - M_f$$

avec :

M_f : moment fictif pour une section simplement armée,

M_u : moment maximum à l'ELU dans la poutre.



$$A_{st} = A_{sf} + A_{s2} = \frac{M_f}{\beta_f \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

• Situation courante

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} f_{b_u} = 14.2 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

• Situation accidentelle

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_s = 1.00 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} f_{b_u} = 21.74 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau 6.2 : Ferrailage des poutres principales (30X40) en travée

Niv	M _{ELU} (kNm)	As _{ELU} [cm ²]	M _{sa} (kNm)	As _{sa} [cm ²]	As _{min} [cm ²]	Ferrailage	As adoptée [cm ²]
10	44.767	3.58	46.861	3.21	6	3HA16	6.03
9	45.041	3.6	54.862	3.78	6	3HA16	6.03
8	43.34	3.46	55.793	3.84	6	3HA16	6.03
7	42.087	3.35	56.793	3.92	6	3HA16	6.03
6	40.058	3.18	55.304	3.81	6	3HA16	6.03
5	38.821	3.08	55.366	3.81	6	3HA16	6.03
4	38.867	3.09	54.231	3.73	6	3HA16	6.03
3	38.295	3.04	50.644	3.48	6	3HA16	6.03
2	38.196	3.03	46.349	3.17	6	3HA16	6.03
1	37.235	2.95	48.806	3.35	6	3HA16	6.03
RDC	39.29	3.12	42.526	2.91	6	3HA16	6.03

Tableau 6.3 : Ferrailage des poutres principales en appuis

Niv	M _{Elu} (kNm)	As _{Elu} [cm ²]	M _{sa} (kNm)	As _{sa} [cm ²]	As _{min} [cm ²]	Ferrailage	As adoptée [cm ²]
10	87.07	7.27	88.597	6.23	6	3HA16+2HA12	8.01
9	121.238	10.54	93.367	6.59	6	3HA16+3HA14	10.65
8	121.611	10.58	92.196	6.5	6	3HA16+3HA14	10.65
7	121.702	10.59	92.602	6.53	6	3HA16+3HA14	10.65
6	121.963	10.62	98.915	7.01	6	3HA16+3HA14	10.65
5	116.447	10.09	84.907	5.96	6	3HA16+3HA14	10.65
4	116.749	10.09	85.134	5.98	6	3HA16+3HA14	10.65
3	117.052	10.09	85.349	5.99	6	3HA16+3HA14	10.65
2	114.554	9.98	114.554	8.2	6	3HA16+3HA14	10.65
1	114.819	9.9	83.733	5.87	6	3HA16+3HA14	10.65
RDC	77.022	6.36	63.253	4.38	6	3HA16+3HA14	10.65

Tableau 6.4 : Ferrailage des poutres secondaires en appuis sans voiles

Niv	M _{Elu} (kNm)	As _{Elu} [cm ²]	M _{sa} (kNm)	As _{sa} [cm ²]	As _{min} [cm ²]	Ferrailage	As adoptée[cm ²]
10	18.129	1.95	34.889	3.3	4.5	3HA14	4.62
9	21.678	2.35	40.265	3.83	4.5	3HA14	4.62
8	19.748	2.13	40.312	3.81	4.5	3HA14	4.62
7	19.015	2.05	42.035	4.01	4.5	3HA14	4.62
6	16.836	1.81	40.246	3.83	4.5	3HA14	4.62
5	14.512	1.55	39.133	3.72	4.5	3HA14	4.62
4	13.389	1.43	38.141	3.62	4.5	3HA14	4.62
3	11.454	1.22	34.108	3.22	4.5	3HA14	4.62
2	9.182	0.97	28.901	2.71	4.5	3HA14	4.62
1	7.459	0.79	23.173	2.16	4.5	3HA14	4.62
RDC	9.318	0.99	15.294	1.41	4.5	3HA14	4.62

Remarque :

Après avoir extrait les moments, nous avons constaté que les poutres secondaires reposant sur des **bouts de voiles** sont **très** sollicitées, nous allons leur adopter un ferrailage particulier (tableau 6.5).

Tableau 6.5 : Ferrailage des poutres secondaires en appuis files B

Niv	M _{elu} (kNm)	As _{elu} [cm ²]	M _{sa} (kNm)	As _{sa} [cm ²]	As _{min} [cm ²]	Ferrailage	As adoptée [cm ²]
10	58.687	6.85	106.087	11.04	4.5	3HA20+3HA14 (Chapeaux)	14.04
9	59.076	6.91	117.469	12.46	4.5	3HA20+3HA14 (Chapeaux)	14.04
8	55.713	6.46	123.424	13.23	4.5	3HA20+3HA14 (Chapeaux)	14.04
7	53.619	6.19	129.601	14.04	4.5	3HA20+3HA14 (Chapeaux)	14.04
6	48.124	5.49	129.497	14.04	4.5	3HA20+3HA14 (Chapeaux)	14.04
5	41.782	4.71	129.466	14.03	4.5	3HA20+3HA14 (Chapeaux)	14.04
4	37.362	4.17	126.404	13.62	4.5	3HA20+3HA14 (Chapeaux)	14.04
3	30.714	3.39	114.172	12.04	4.5	3HA20+3HA14 (Chapeaux)	14.04
2	22.016	2.39	99.187	10.21	4.5	3HA20+3HA14 (Chapeaux)	14.04
1	19.374	2.09	82.576	8.3	4.5	3HA20+3HA14 (Chapeaux)	14.04
RDC	15.114	1.62	55.459	5.37	4.5	3HA20+3HA14 (Chapeaux)	14.04

Nota :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU

M_{sa} : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

Poutres secondaires

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, donc en va leur adopté un ferrailage symétrique.

6.2 Vérifications à l'ELU**❖ 6.2.1 Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

Poutre principale (30x40)

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37,5 \times 2,1}{400} = 1,36 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaire (30x30)

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 27,5 \times 2,1}{400} = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \quad \text{condition vérifiée}$$

6.2.2 Section des armatures transversales minimales

- La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b \quad (\text{article 7.5.2.2 RPA99 version 2003})$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right)$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

avec :

φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 6.6 : armatures transversales minimales

	Poutres principales		poutres secondaires	
	Zone de recouvrement	Zone nodale	Zone de recouvrement	Zone nodale
Espacement maximal St	20	10	15	7
largeur b	30	30	30	30
$A_t(\text{cm}^2)$	1.8	0.9	1.35	0.675
As adoptée	Cadre + étrier (T8)	Cadre + étrier (T8)	Cadre + étrier (T8)	Cadre + étrier (T8)

6.2.3 Influence de l'effort tranchant aux appuis (article .A-5.1.3.2.1 /BAEL91) :

Influence sur le béton :

$$\frac{2 \overline{V_u}}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\overline{V_u} = 0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutre principales : $V_u = 121.37 \leq \overline{V_u} = 0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 675\text{kN} \rightarrow$ condition vérifiée,

Poutre secondaires : $V_u = 172.53 \leq \overline{V_u} = 0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 495\text{kN} \rightarrow$ condition vérifiée.

6.2.4 Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \quad V_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

Poutres principales : $\tau_u = \frac{121.37 \times 10^3}{300 \times 375} = 1.07 \text{ MPa}$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{172.53 \times 10^3}{300 \times 275} = 2.09 \text{ MPa}$

Etat limite ultime du béton de l'âme (**BAEL91.art A.5.1.21**)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Poutres principales $\tau_u = 1.07 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 2.09 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

6.2.5 Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91A.6.1. 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \Psi = 1.5 \text{ Pour les H.A}$$

avec : $\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales :

$$\sum U_i = 2826 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{121.37 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 282.6} = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \text{ Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$\sum U_i = 1507 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{69.59 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 150.7} = 1.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \text{ Condition vérifiée}$$

6.2.6 Calcul de la longueur de scellement droit des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

pour les $\Phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$, pour les $\Phi 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$, pour les $\Phi 16$: $l_s = 56.44 \text{ cm}$.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 16.93$ cm, Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19.75$ cm,

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 22.58$ cm.

- **Calcul des armatures transversales**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

-poutres principales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(1.42 ; 2 ; 3)$$

Soit $\Phi_t = 10mm$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

-poutres secondaires :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(0.85 ; 2 ; 3)$$

Soit $\Phi_t = 8mm$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Calcul des espacements**

Zone nodale (appuis) : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30cm\right)$

- Poutres principales de (30×40): $S_t = 10cm$

- Poutres secondaires de (30×30): $S_t = 7cm$

Zone courante (travées): $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutres principales de (30×40): $S_t = 20cm$

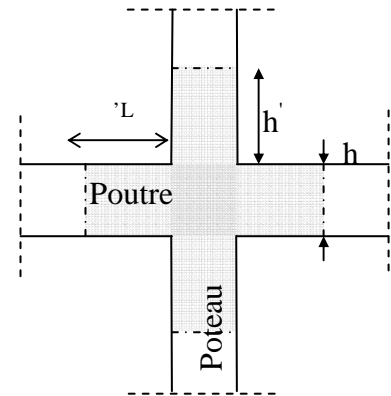
-Poutres secondaires de (30×30): $S_t = 15cm$

Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

- poutres principales de (30×40) : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

- poutres secondaires de (30×30) : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$



« Délimitation de la zone nodale »

6.3 Vérification à l'ELS

L'état limite de service est défini compte tenu de l'exploitation et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui lui sont relatives sont :

- l'état limite d'ouverture des fissures,
- l'état limite de résistance du béton à la compression,
- l'état limite de déformation.

6.3.1 Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

6.3.2 Etat limite de compression du béton

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 6.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres principales

NIV	Ms (kNm)	As (cm ²)	ρ	β	K	σ_{st} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
10	32.943	6.03	0.536	0.981	30.87	148.507	348	4.81	15	Vérifiée
9	35.143	6.03	0.536	0.981	30.87	158.424	348	5.13	15	Vérifiée
8	33.944	6.03	0.536	0.981	30.87	153.019	348	4.96	15	Vérifiée
7	33.087	6.03	0.536	0.981	30.87	149.156	348	4.83	15	Vérifiée
6	31.577	6.03	0.536	0.981	30.87	142.349	348	4.61	15	Vérifiée
5	29.889	6.03	0.536	0.981	30.87	134.739	348	4.36	15	Vérifiée
4	28.309	6.03	0.536	0.981	30.87	127.617	348	4.13	15	Vérifiée
3	27.642	6.03	0.536	0.981	30.87	124.610	348	4.04	15	Vérifiée
2	27.581	6.03	0.536	0.981	30.87	124.335	348	4.03	15	Vérifiée
1	26.968	6.03	0.536	0.981	30.87	121.571	348	3.94	15	Vérifiée
RDC	28.504	6.03	0.536	0.981	30.87	128.496	348	4.16	15	Vérifiée

Tableau 6.8 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur travée des poutres principales

NIV	Ms (kNm)	As (cm ²)	ρ	β	K	σ_{st} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
10	69.943	8.01	0.712	0.981	25.65	237.362	348	9.25	15	Vérifiée
9	92.487	10.65	0.947	0.863	21.63	268.342	348	12.41	15	Vérifiée
8	90.521	10.65	0.947	0.863	21.63	262.638	348	12.14	15	Vérifiée
7	90.519	10.65	0.947	0.863	21.63	262.632	348	12.14	15	Vérifiée
6	90.728	10.65	0.947	0.863	21.63	263.239	348	12.17	15	Vérifiée
5	88.781	10.65	0.947	0.863	21.63	257.590	348	11.91	15	Vérifiée
4	89.036	10.65	0.947	0.863	21.63	258.329	348	11.94	15	Vérifiée
3	89.316	10.65	0.947	0.863	21.63	259.142	348	11.98	15	Vérifiée
2	85.475	10.65	0.947	0.863	21.63	247.998	348	11.47	15	Vérifiée
1	85.717	10.65	0.947	0.863	21.63	248.700	348	11.50	15	Vérifiée
RDC	40.927	10.65	0.947	0.863	21.63	118.746	348	5.49	15	Vérifiée

Tableau 6.9 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres secondaires

NIV	Ms (kNm)	As (cm ²)	ρ	β	K	σ_{st} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
10	42.149	12.63	1.531	0.838	15.86	144.813	348	9.13	15	Vérifiée
9	42.876	12.63	1.531	0.838	15.86	147.311	348	9.29	15	Vérifiée
8	40.412	15.46	1.874	0.827	13.82	114.938	348	8.32	15	Vérifiée
7	38.501	15.46	1.874	0.827	13.82	109.503	348	7.92	15	Vérifiée
6	34.888	15.46	1.874	0.827	13.82	99.227	348	7.18	15	Vérifiée
5	30.274	15.46	1.874	0.827	13.82	86.104	348	6.23	15	Vérifiée
4	27.072	15.46	1.874	0.827	13.82	76.997	348	5.57	15	Vérifiée
3	22.251	15.46	1.874	0.827	13.82	63.285	348	4.58	15	Vérifiée
2	15.945	15.46	1.874	0.827	13.82	45.350	348	3.28	15	Vérifiée
1	14.048	15.46	1.874	0.827	13.82	39.955	348	2.89	15	Vérifiée
RDC	10.985	15.46	1.874	0.827	13.82	31.243	348	2.26	15	Vérifiée

6.3.3 ELS vis-à-vis des déformations

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

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

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

-**Sens longitudinal** : la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$

-**Sens transversal** : la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{290}{500} = 0.58 \text{ cm}$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.866 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

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

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage

d'armatures). $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho}$$

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

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b \times h + 15 A_t$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.02 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A (V_2 - c)^2$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_{\text{od}}} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.019$$

Les résultats de vérification de la flèche pour les poutres principales et les poutres secondaires sont donnés dans les tableaux suivants.

Tableau 6.10 : Vérification de la flèche en travées des poutres principales

NIV	Mts (Tm)	L (cm)	Ev (MPa)	h (cm)	As (cm ²)	σ_{st} (Mpa)	λ	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f (cm)	f_{adm} (cm)	Obs
10	32.943	440	10818.866	40	6.03	148.5065	1.68	0.275	163287.102	122832.716	0.48	0.88	vérifiée
9	35.143	440	10818.866	40	6.03	158.4240	1.68	0.302	163287.102	119098.721	0.53	0.88	vérifiée
8	33.944	440	10818.866	40	6.03	153.0190	1.68	0.287	163287.102	121069.456	0.50	0.88	vérifiée
7	33.087	440	10818.866	40	6.03	149.1556	1.68	0.277	163287.102	122572.008	0.48	0.88	vérifiée
6	31.577	440	10818.866	40	6.03	142.3486	1.68	0.257	163287.102	125433.193	0.45	0.88	vérifiée
5	29.889	440	10818.866	40	6.03	134.7391	1.68	0.233	163287.102	129001.867	0.41	0.88	vérifiée
4	28.309	440	10818.866	40	6.03	127.6165	1.68	0.210	163287.102	132761.275	0.38	0.88	vérifiée
3	27.642	440	10818.866	40	6.03	124.6097	1.68	0.199	163287.102	134488.811	0.37	0.88	vérifiée
2	27.581	440	10818.866	40	6.03	124.334	1.68	0.198	163287.102	134651.344	0.37	0.88	vérifiée
1	26.968	440	10818.866	40	6.03	121.5713	1.68	0.188	163287.102	136329.22	0.35	0.88	vérifiée
RDC	28.504	440	10818.866	40	6.03	128.495	1.68	0.213	163287.102	132272.812	0.39	0.88	vérifiée

Tableau 6.11 : Vérification de la flèche en travées des poutres secondaires

NIV	Mts (Tm)	L (cm)	Ev(MPa)	h (cm)	As (cm ²)	σ_{st} (MPa)	λ	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f (cm)	f_{adm} (cm)	Obs
10	42.149	290	10818.866	30	12.63	144.812	0.6	0.64	73708.7495	58582.479	0.56	0.58	vérifiée
9	42.876	290	10818.866	30	12.63	147.310	0.6	0.645	73708.7495	58459.186	0.57	0.58	vérifiée
8	40.412	290	10818.866	30	15.46	114.937	1.2	0.309	75707.5255	60752.435	0.52	0.58	vérifiée
7	38.501	290	10818.866	30	15.46	109.502	1.2	0.289	75707.5255	61854.696	0.48	0.58	vérifiée
6	34.888	290	10818.866	30	15.46	99.226	1.2	0.247	75707.5255	64257.674	0.42	0.58	vérifiée
5	30.274	290	10818.866	30	15.46	86.103	1.2	0.185	75707.5255	68128.581	0.35	0.58	vérifiée
4	27.072	290	10818.866	30	15.46	76.996	1.2	0.136	75707.5255	71557.58	0.29	0.58	vérifiée
3	22.251	290	10818.866	30	15.46	63.285	1.2	0.051	75707.5255	78486.733	0.22	0.58	vérifiée
2	15.945	290	10818.866	30	15.46	45.349	1.2	-0.09	75707.5255	93432.895	0.13	0.58	vérifiée
1	14.048	290	10818.866	30	15.46	39.954	1.2	-0.14	75707.5255	100348.1	0.11	0.58	vérifiée
RDC	10.985	290	10818.866	30	15.46	31.242	1.2	-0.24	75707.5255	116059.36	0.07	0.58	vérifiée

6.4 Ferrailages des poteaux

Le calcul se fera en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables, en tenant compte des combinaisons suivantes :

- effort normal maximal de compression et moment correspondant,
- effort normal minimal de compression et moment correspondant,
- moment maximal et effort normal correspondant,
- moment minimal et effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- section partiellement comprimée (SPC),
- section entièrement comprimée (SEC).

6.4.1 Recommandation du RPA 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** (zone II).

- **Pourcentage minimal**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

Poteaux 50x60 : $A_{s\min} = 24 \text{ cm}^2$,

Poteaux 40x50 : $A_{s\min} = 16 \text{ cm}^2$,

Poteaux 35x45 : $A_{s\min} = 12.60 \text{ cm}^2$,

Poteaux 30x40 : $A_{s\min} = 9.60 \text{ cm}^2$.

- **Pourcentage maximal**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

➤ **Zone courante**

Poteaux 50x60 : $A_{s \max} = 120 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x50 : $A_{s \max} = 80 \text{ cm}^2$

Poteaux 35x45 : $A_{s \max} = 63 \text{ cm}^2$

Poteaux 30x40 : $A_{s \max} = 48 \text{ cm}^2$

➤ **Zone de recouvrement**

Poteaux 50x60 : $A_{s \max} = 180 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x50 : $A_{s \max} = 120 \text{ cm}^2$

Poteaux 35x45 : $A_{s \max} = 94.50 \text{ cm}^2$

Poteaux 30x40 : $A_{s \max} = 72 \text{ cm}^2$.

➤ **Conventions de signe**

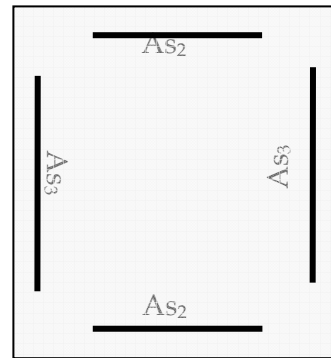
Efforts normaux

$N > 0$: compression,

$N < 0$: traction.

Ferrailage : As_2 : armatures dans le sens yy.

As_3 : armatures dans le sens xx.



Pour la détermination du ferrailage nous allons utilisés le logiciel de calcul **SOCOTEC**.

Exemple de calcul sens xx :

Nous allons introduire les valeurs suivantes :

$b=0.40\text{m}$, $h=0.3\text{m}$

$M_{\min}=40.186 \text{ kNm}$, $N_{\text{corr}}=93.33 \text{ kNm}$.

Combinaison accidentelle $G+Q+Ex \leftrightarrow \theta = 0.85$ la durée d'application est $< 1\text{h}$,

$\gamma_b = 1.15$ situation accidentelles,

$\gamma_s = 1.00$ situation accidentelle.

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :
 Nom du fichier : sans nom

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} 25 MPa Coeff. acier/béton : n 15
 Limite élast. acier : f_{e} 400 MPa

☒ Calcul aux ELU ☐ Calcul aux ELS

Effort normal : N_u 93,33 kN
 Moment fléchissant : M_u 40,186 kN.m

Coefficients
 durée chargement : θ 0,85
 sécurité du béton : γ_b 1,15
 sécurité de l'acier : γ_s 1

Conventions signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
☐ peu préjudiciable
☐ préjudiciable
☐ très préjudiciable

Type d'armature
☐ rond lisse
☐ barre HA
☐ barre HA

Géométrie
 Largeur : b 0,4 m
 Hauteur : h 0,3 m
 Pos. cdg armatures sup. : d' 0,025 m
 Pos. cdg armatures inf. : c 0,025 m

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

supérieures : 0,00 cm²
 inférieures : 2,59 cm²

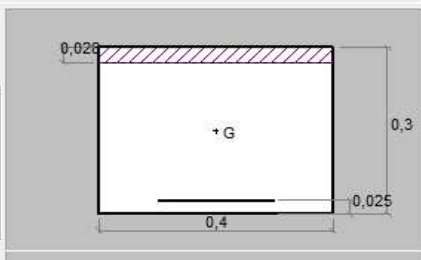
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,028$ m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
armatures supérieures :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
armatures inférieures :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
béton fibre inférieure :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM



Nous allons résumer tout les résultats de calcul dans les tableaux (6.12 et 6.13 et 6.14) ci-après :

Tableau 6.12 : Ferrailage des poteaux suivant le sens xx

comb	0.8G+Ex			ELU			0.8G+Ex			G+Q+Ex			As ₃ adopté (cm ²)	As min (cm ²)
Niv	N _{min} (kN)	M _{corr} (kNm)	As (cm ²)	N _{max} (kN)	M _{corr} (kNm)	As (cm ²)	M _{max} (kNm)	N _{corr} (kN)	As (cm ²)	M _{min} (kNm)	N _{corr} (kN)	As (cm ²)		
10	30.52	8.264	0.28	196.81	0.907	0	47.846	64.18	2.97	40.186	93.33	2.59	2HA14 +HA12	2.40
9	64.89	12.528	0.82	432.74	0.678	0	40.733	130.06	1.75	33.411	141.51	1.31	2HA14 +HA12	2.40
8	91.22	18.86	0.21	670.45	0.89	0	63.176	270.7	1.68	53.02	206.74	0.16	2HA14 +HA12	3.15
7	114.37	12.868	0	907.33	0.794	0	64.721	292.21	1.55	55.839	270.77	1.05	2HA14 +HA12	3.15
6	133.9	12.663	0	1146.75	0.569	0	51.83	381.5	0	45.127	459.21	0	2HA14 +HA12	3.15
5	148.12	19.66	0	1394.49	0.772	0	85.695	492.99	0	76.16	410.22	0	2HA16 +2HA14	4.95
4	162.4	13.797	0	1642.39	0.687	0	77.586	608.56	0	70.555	478.78	0	2HA16 +2HA14	4.95
3	176.27	11.893	0	1892.82	0.576	0	66.03	727.75	0	60.584	547.5	0	2HA16 +2HA14	4.95
2	191.74	9.411	0	2150.22	0.591	0	69.33	857.34	0	65.252	1687.1	0	4HA16	6.0
1	214.56	2.148	0	2409.81	0.654	0	53.429	98.36	1.57	52.27	699.98	0	4HA16	6.0
RDC	34.44	2.859	0.59	2714.13	0.545	0	39.108	116.01	0.57	38.386	66.29	1.17	4HA16	6.0

Tableau 6.13 : Ferrailage des poteaux suivant le sens yy

comb	0.8G+Ey			ELU			0.8G+Ey			G+Q+Ey			As ₂ adoptée (cm ²)	As min (cm ²)
Niv	N _{min} (kN)	M _{corr} (kNm)	As (cm ²)	N _{max} (kN)	M _{corr} (kNm)	As (cm ²)	M _{max} (kNm)	N _{corr} (kN)	As (cm ²)	M _{min} (kNm)	N _{corr} (kN)	As (cm ²)		
10	25.89	49.612	3.08	196.81	38.661	0.35	54.85	44.49	3.22	64.418	87.24	3.39	2HA14 +HA12	2.40
9	56.38	38.681	1.92	432.74	37.869	0	42.17	262.19	0	54.045	167.11	1.66	2HA14 +HA12	2.40
8	85.64	56.541	2.32	670.45	46.143	0	60.936	142.81	1.89	77.324	256.3	1.56	2HA14 +2HA12	3.15
7	114.91	50.937	1.60	907.33	45.445	0	54.525	192.83	0.86	75.23	350.1	0.31	2HA14 +2HA12	3.15
6	142.54	47.556	1.05	1146.75	33.901	0	50.574	242.02	0	60.052	450.57	0	2HA14 +2HA12	3.15
5	171.55	71.926	1.30	1394.49	47.879	0	75.908	293.97	0	92.973	563.62	0	2HA16 +2HA14	4.95
4	205.68	52.753	0	1642.39	44.817	0	56.159	218.85	0	82.338	677.08	0	2HA16 +2HA14	4.95
3	240.46	46.851	0	1892.82	36.717	0	49.293	411.56	0	68.466	792.07	0	2HA16 +2HA14	4.95
2	278.76	44.03	0	2150.22	52.742	0	60.919	1348.13	0	69.969	911.75	0	4HA16	6.0
1	324.5	25.435	0	2409.81	1.342	0	47.37	844.05	0	71.606	1205.4	0	4HA16	6.0
RDC	14.27	50.995	2.05	2714.43	5.95	0	62.897	60.27	1.99	77.37	139.01	1.64	4HA16	6.0

Tableau 6.14 : Ferrailage des poteaux de section total

	Section total adopté (cm ²)		Section minimal (cm ²)
10	4HA14+4HA12	10.68	9.60
9	4HA14+4HA12	10.68	9.60
8	4HA14+6HA12	12.94	12.60
7	4HA14+6HA12	12.94	12.60
6	4HA14+6HA12	12.94	12.60
5	4HA16+8HA14	20.36	19.80
4	4HA16+8HA14	20.36	19.80
3	4HA16+8HA14	20.36	19.80
2	12HA16	24.13	24.00
1	12HA16	24.13	24.00
RDC	12HA16	24.13	24.00

6.4.2 Calcul des armatures transversales

❖ Diamètre des armatures transversales

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adopte pour un cadre et un étrier **4HA8** soit **At=2.01cm²**

❖ Espacement des armatures transversales

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul,

h₁ : Hauteur totale de la section brute,

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale,

t : Espacement des armatures transversales,

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2.5$ si l'élancement géométrique dans la direction considérée **$\lambda_g \geq 5$**

$\rho_a = 3.75$ dans le cas contraire.

Elancement géométrique

poteau (50x60)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{avec : } l_f = 0.707 l_0 = 0.707 (3.57 - 0.3) = 2.31 \text{ m}$$

$$\text{l'élancement géométrique } \lambda = \frac{2.31}{0.5} = 4.62$$

$3 < \lambda < 5$ après interpolation en aura le coefficient **$\rho = 2.74$**

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 60 \times 400}{2.74 \times 43.61 \times 10^3} = \mathbf{40.37 \text{ cm}}$$

poteau (40x50)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{avec : } l_f = 0.707 l_0 = 0.707 (3.06 - 0.3) = 1.95 \text{ m}$$

$$\text{l'élancement géométrique } \lambda = \frac{1.95}{0.4} = 4.87$$

$3 < \lambda < 5$ après interpolation en aura le coefficient **$\rho = 2.58$**

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 50 \times 400}{2.58 \times 63.36 \times 10^3} = \mathbf{24.59 \text{ cm}}$$

poteau (35x45)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{avec : } l_f = 0.707 l_0 = 0.707 (3.06 - 0.3) = 1.95 \text{ m}$$

$$\text{l'élancement géométrique } \lambda = \frac{1.95}{0.35} = 5.57$$

$\lambda > 5$ donc **$\rho = 2.5$**

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 45 \times 400}{2.5 \times 51.86 \times 10^3} = \mathbf{27.95 \text{ cm}}$$

poteau (30x40)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{avec : } l_f = 0.707 l_0 = 0.707 (3.06 - 0.3) = 1.95 \text{ m}$$

$$\text{l'élancement géométrique } \lambda = \frac{1.95}{0.30} = 6.5$$

$\lambda > 5$ donc **$\rho = 2.5$**

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 45 \times 400}{2.5 \times 44.72 \times 10^3} = \mathbf{28.76 \text{ cm}}$$

❖ Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « t » des armatures transversales est fixée comme suite :

- En zone nodale :

$$t \leq \min (10 \varnothing_l^{\min}, 15\text{cm}) < (14\text{cm}, 15\text{cm})$$

On adopte **t = 10 cm.**

- En zone courante :

$$t' \leq 15 \varnothing_l^{\min} < 21\text{cm}$$

On adopte **t = 15 cm.**

❖ Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:

la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% t \times b_1 \text{ Pour } \lambda_g \geq 5,$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% t \times b_1 \text{ Pour } \lambda_g \leq 3,$$

$$A_t^{\min}: \text{interpoler entre les valeurs limite pour } 3 < \lambda_g < 5.$$

zone nodale :

$$\text{poteau (50x60)} : A_t^{\min} = 0.395\% t \times b_1 = 0.00395 \times 10 \times 50 = 1.975 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteau (40x50)} : A_t^{\min} = 0.333\% t \times b_1 = 0.00333 \times 10 \times 40 = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteau (35x45)} : A_t^{\min} = 0.3\% t \times b_1 = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteau (30x40)} : A_t^{\min} = 0.395\% t \times b_1 = 0.00395 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

zone courante :

$$\text{poteau (50x60)} : A_t^{\min} = 0.395\% t \times b_1 = 0.00395 \times 15 \times 50 = 2.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteau (40x50)} : A_t^{\min} = 0.395\% t \times b_1 = 0.00395 \times 15 \times 50 = 1.995 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteau (35x45)} : A_t^{\min} = 0.3\% t \times b_1 = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteau (30x40)} : A_t^{\min} = 0.395\% t \times b_1 = 0.00395 \times 15 \times 35 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 < A_t^{\min} = 2.96 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

On opte pour des cadres de section **$A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$**

➤ **Délimitation de la zone nodale**

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre,

b_1 et h_1 : dimensions du poteau,

h_e : hauteur entre nus des poutres,

$$h' = \max (56.5, 50, 60, 60) = 60 \text{ cm}$$

On aura : $h' = 60 \text{ cm}$

6.4.3 Vérification à L'ELS

- **Etat limite de compression du béton**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

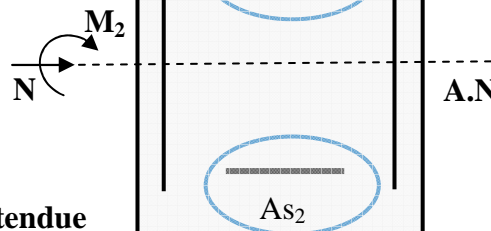
Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **3-3** et **2-2**.

Sens 2-2

Section comprimée



Section tendue

Les sections à prendre en compte pour le calcul des contraintes sont

section tendus : $As_{2\text{adopté}}$, section comprimés : $As_{2\text{adopté}}$.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton,

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers inférieurs,

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton,

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers supérieurs,

Les résultats de contrainte sont donnés par le logiciel « **SOCOTEC** »

Exemple :

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Matériaux

Contrainte béton : f_{cj} 25 MPa Coeff. acier/béton n 15

Limite élast. acier : f_{ek} 400 MPa

☒ Calcul aux ELU ☒ Calcul aux ELS

Effort normal : N_u 1146,75 kN Effort .. : N_s 834,21 kN

Moment fléchissant : M_u 33,901 kN.m Moment .. : M_s 24,658 kN.m

Coefficients

durée chargement : θ 1,0

sécurité du béton : γ_b 1,5

sécurité de l'acier : γ_s 1,15

Sections d'armatures

supérieures : 4,21 cm²

inférieures : 4,21 cm²

Géométrie

☒ Dessin Géométrie Type ☐ Dessin Géométrie Saisie

Largeur : b 0,35 m

Hauteur : h 0,45 m

Pos. cdg armatures sup. : d' 0,025 m

Pos. cdg armatures inf. : c 0,025 m

Convention signes

N > 0 : compression

M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration

☒ peu préjudiciable ☐ préjudiciable ☐ très préjudiciable

Type d'armature

☐ rond lisse ☒ barre HA ☐ barre HA

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

supérieures : 0,00 cm²

inférieures : 0,00 cm²

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	6,7 MPa	15,0 MPa
armatures supérieures :	96,9 MPa	400,0 MPa
armatures inférieures :	50,2 MPa	400,0 MPa
béton fibre inférieure :	3,1 MPa	15,0 MPa

Section entièrement comprimée.

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

Nous allons résumer tout les résultats de calcul dans les tableaux 6.15 et 6.16 :

Tableau 6.15 : Contrainte du béton et de l'acier sens « 3-3 »

NIV	ELU		ELS			ETAT DE CONTRAINTE			
	N (kN)	M ₃ (kNm)	N (kN)	M ₃ (kNm)	A _{s3} (cm ²)	σ _{bs} (MPa)	σ _{ss} (MPa)	σ _{si} (MPa)	σ _{bi} (MPa)
9 et 10	432.8	0.678	315.71	0.367	4.21+4.21	2.4	36.3	35.1	2.3
6-7.et8	1147	0.89	834.21	0.89	5.34+5.34	4.9	73.1	71.1	4.7
3-4 et5	1893	0.576	1376.4	0.298	7.10+7.10	6.2	93.5	93.1	6.2
RDC-1- et 2	2714	0.545	1910.9	0.336	8.04+8.04	5.9	88.6	88.3	5.9

Tableau 6.16 : Contrainte du béton et de l'acier sens « 2-2 »

	ELU		ELS			ETAT DE CONTRAINTE			
	N (kN)	M ₂ (kNm)	N (kN)	M ₂ (kNm)	A _{s2} (cm ²)	σ _{bs} (MPa)	σ _{ss} (MPa)	σ _{si} (MPa)	σ _{bi} (MPa)
9 et 10	432.8	37.869	315.71	27.533	4.21+4.21	5.1	73	0	0
6-7et8	1147	33.901	834.21	24.658	4.21+4.21	6.7	69.9	50.2	3.1
3-4 et5	1893	36.717	1376.4	26.855	7.10+7.10	7.5	110.6	76	4.9
RDC-1- et 2	2714	5.95	1910.9	3.648	8.04+8.04	6	89.8	87	8

Introduction

Les voiles seront calculés en flexion composés sous un effort résultant des combinaisons des efforts dus aux charges horizontales (séisme).

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre bâtiment en quatre zones :

Zone I : RDC

Zone II : 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étages,

Zone III : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étages,

Zone IV : 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} étages.

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques et on adoptera pour le ferrailage de chaque groupe celui du voile le plus sollicité.

Sens longitudinales

- Groupe I : VL1, VL5,
- Groupe II : VL2, VL6,
- Groupe III : VL3, VL4.

Sens transversales

- Groupe I : VT1, VT2,
- Groupe II : VT3, VT4, VT6,
- Groupe III : VT5.

le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande de largeur « d ».

7.1 Expose de la méthode

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes pour des bandes verticales de largeur « d » :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2l_c/3)$$

l_c : longueur de la zone comprimé.

H_e : hauteur libre de l'étage.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**SEC**),
- Section partiellement comprimé (**SPC**),
- Section entièrement tendue (**SET**).

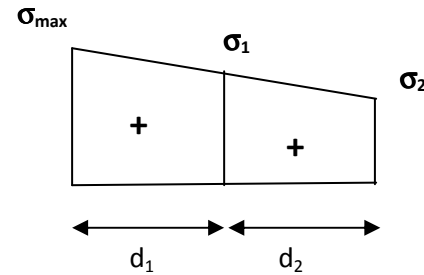
Remarque

il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismiques.

a)-Ferrailage de section entièrement comprimé

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile

Figure 7.1: section entièrement comprimée

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

B : section du tronçon considéré,

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

- **Situation accidentelle** : $\sigma_s = 400$ MPa; $f_{bc} = 21.74$ MPa,
- **Situation courante** : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ MPa.

Armatures minimales:

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}),$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

b)-Ferrailage de section entièrement tendue :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

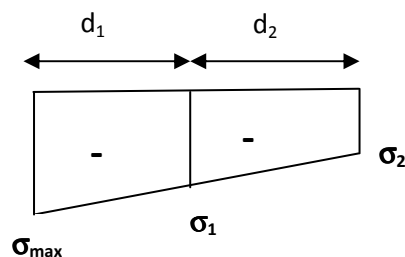


Figure 7.2 : section entièrement tendue

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Armatures verticales minimales**

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1)}$$

$$A_{min} \geq 0.002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1)}$$

B : section du tronçon tendu considéré.

c)-Ferrailage section partiellement comprimé

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

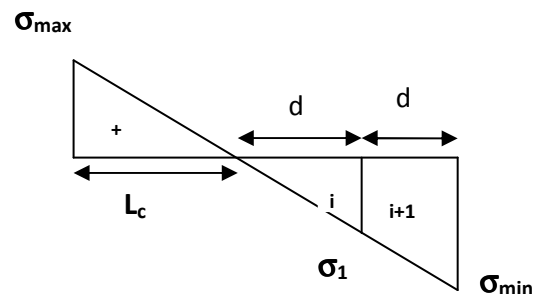


Figure 7.3 : partiellement comprimée

avec :

$$L_t = L - L_c$$

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L$$

- **Armatures verticales minimales**

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e}, 0.005 B \right)$$

- **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3)**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\% B$
- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\% B$

- ❖ **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.

- ❖ **Armature 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 $\geq 4HA10$ ligaturé avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Dispositions constructives

- **Espacement**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30cm\} \quad \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

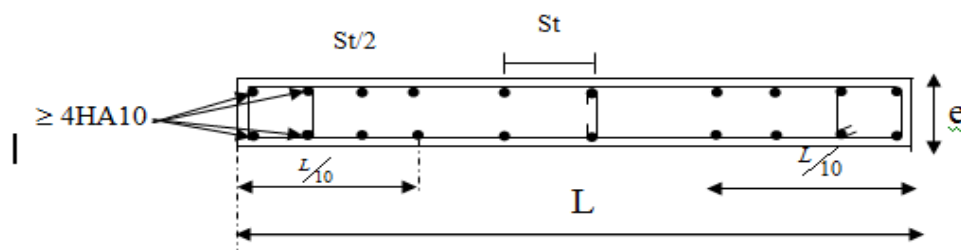


Figure 8. : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Longueur de recouvrement**

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

7.2 Vérification à L'ELS

7.2.1 Vérification des contraintes de cisaillement (Art 7.7.2 RPA)

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{MPa}.$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

avec : $\bar{V} = 1.4 V_{u, \text{calcul}}$

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ **Art 5.1.1 BAEL 91 :** Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.26\text{MPa}.$$

7.2.2 Vérification de la contrainte de compression

Il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à **15 MPa**.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = 0.6x f_{c28}$$

N_s = Effort normal de service (maximal),

B : section du béton,

$A = A_v$: Armatures vertical.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau 7.1 : Ferrailages des voiles GROUPE I VL1-VL5

Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	IV
	L	m	2.25	2.25	2.25	2.25
	e	m	0.25	0.15	0.15	0.15
	B	m ²	0.5625	0.3375	0.3375	0.3375
	I	(m ⁴)	0.2373	0.1424	0.1424	0.1424
	V=V'=L/2	(m)	1.125	1.125	1.125	1.125
Sollicitations de calcul	σ_{min}	(kN/m)	-3744.04	-3703.2	-1833.94	-2008.82
	σ_{max}	(kN/m)	194.49	505.26	522.93	-1085.21
	VU	(kN)	181.68	154.38	110.3	67.8
	lt	(m)	2.14	1.98	1.75	2.25
	lc	(m)	0.11	0.27	0.50	0.00
	nature de la section		SPC	SPC	SPC	SET
	d=d1=d2=d3	(m)	1.069	0.990	0.875	0.75
	σ_1	(kN/m)	-1872.020	1851.600	916.970	1339.213
	σ_2	(kN/m)	/	/	/	669.607
	N1	(KN)	-750.759	-412.417	-180.609	-188.327
	N2	(KN)	-250.253	-137.472	-60.203	-112.996
	N3	(KN)	/	/	/	-98.708
Armatures min	Av min/bande	(cm ²)	14.036	7.796	6.894	5.906
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	18.769	10.310	4.515	4.708
	Av2	(cm ²)	6.256	3.437	1.505	2.825
	Av3	(cm ²)	/	/	/	2.468
Armatures vertical adopté	Choix de section/ nappe		10HA12	10HA10	10HA10	10HA10
	Av adopté	(cm ²)	11.31	7.85	7.85	7.85
	espacement	(cm)	10	10	10	10
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	6.995	5.944	4.247	2.6103
	Choix de section/ nappe		5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	2.83	1.96	1.96	1.96
	Choix de section/nappe		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	espacement	(cm)	20	20	20	20
	Ah (adoptée)	(cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14
Armatures transversales	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA8/m ²		4épinglesHA8/m ²	
Vérifications	RPA $\tau_b=5$	MPa	1.06	1.62	1.31	0.94
	BAEL $\tau_u=3.26$	MPa	0.76	1.16	0.93	0.67
	Ns	(kN)	1436.11	1436.11	1436.11	1436.11
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	0.84	1.22	1.22	1.22

Tableau7.2 : Ferrailages des voiles GROUPE II VL2-VL6

Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	IV
	L	m	3.7	3.7	3.7	3.7
	e	m	0.25	0.15	0.15	0.15
	B	m ²	0.925	0.555	0.555	0.555
	I	(m ⁴)	1.0553	0.6332	0.6332	0.6332
	V=V'=L/2	(m)	1.85	1.85	1.85	1.85
ySollicitations de calcul	σ_{min}	(kN/m)	-3224.11	-3129.59	-1367.14	-1409.96
	σ_{max}	(kN/m)	350.67	544.79	582.84	-1085.21
	VU	(kN)	197.73	178.98	140.98	99.23
	lt	(m)	3.34	3.15	2.59	3.70
	lc	(m)	0.36	0.55	1.11	0.00
	nature de la section		SPC	SPC	SPC	SET
	d=d1=d2=d3	(m)	1.669	1.576	1.297	1.233
	σ_1	(kN/m)	-1612.055	-1564.795	-683.570	-939.973
	σ_2	(kN/m)	/	/	/	-469.987
	N1	(KN)	-1008.861	-554.773	-199.490	-217.369
	N2	(KN)	-336.219	-184.924	-66.497	-130.421
	N3	(KN)	/	/	/	-143.856
Armatures minimales	Av min/bande	(cm ²)	21.889	12.409	10.214	9.713
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	25.216	13.869	4.987	5.434
	Av2	(cm ²)	8.405	4.623	1.662	3.261
	Av3	(cm ²)	/	/	/	3.596
Armatures vertical adopté	Choix de section/nappe		9HA14	9HA12	9HA12	9HA12
	Av1 adopté	(cm ²)	13.85	10.18	10.18	10.18
	espacement	(cm ²)	20	20	20	20
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	7.613	6.891	5.428	3.820355
	Choix de section/nappe		5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	3.46	2.55	2.55	2.55
	Choix de section/nappe		5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
	espacement	(cm)	20	20	20	20
	Ah (adoptée)	(cm2)	3.93	3.93	3.93	3.93
Armatures transversales	At (adoptée)	(cm2)	4 épingles HA 8 /m2		4épinglesHA8/m ²	
Vérifications	RPA $\tau_b=5$	MPa	0.72	1.18	1.13	0.83
	BAEL $\tau_u=3.26$	MPa	0,52	0,84	0,81	0,60
	NS	(KN)	1605.16	1605.16	1605.16	1605.16
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	0.77	1.05	1.05	1.05

Tableau 7.3 : Ferrailages des voiles GROUPE III VL3-VL4

Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	IV
	L	m	1.8	1.8	1.8	1.8
	e	m	0.25	0.15	0.15	0.15
	B	m ²	0.45	0.27	0.27	0.27
	I	(m ⁴)	0.1215	0.0729	0.0729	0.0729
	V=V'=L/2	(m)	0.9	0.9	0.9	0.9
Sollicitations de calcul	σ_{min}	(kN/m ²)	-1625.91	-1134.64	-807.38	-1168.11
	σ_{max}	(kN/m ²)	549.7	939.87	781.17	136.04
	VU	(kN)	197.73	178.98	140.98	99.23
	lt	(m)	1.35	0.98	0.91	1.61
	lc	(m)	0.45	0.82	0.89	0.19
	nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	d=d1=d2=d3	(m)	0.673	0.492	0.457	0.806
	σ_1	(kN/m ²)	-812.955	-567.320	-403.690	-584.055
	σ_2	(kN/m ²)	/	/	/	/
	N1	(KN)	-205.048	-62.834	-41.548	-105.934
	N2	(KN)	-68.349	-20.945	-13.849	-35.311
Armatures minimal	Avmin/bande	(cm ²)	8.828	3.876	3.602	6.348
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	5.126	1.571	1.039	2.648
	Av2	(cm ²)	1.709	0.524	0.346	0.883
Armatures vertical adopté	Choix de section /nappe		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	Av adopté	(cm ²)	5.65	5.65	5.65	5.65
	espacement	(cm)	20	20	20	20
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	7.613	6.891	5.428	3.820
	Choix de section /nappe		5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	1.41	1.41	1.41	1.41
	Choix de section /nappe		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	espacement	(cm)	25	25	25	25
	Ah (adoptée)	(cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14
Armatures transversales	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingle HA8 /m ²		4épingles HA8/m ²	
Vérifications	RPA $\tau_b=5$	MPa	1.83	3.77	3.20	1.28
	BAEL $\tau_u=3.26$	MPa	0,18	0,22	0,19	0,08
	NS	(KN)	944.09	944.09	944.09	944.09
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	1.11	1.11	1.11	1.11

Tableau 7.4 : Ferrailages des voiles GROUPE I VT1-VT2

Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	IV
	L	m	2.65	2.65	2.65	2.65
	e	m	0.25	0.15	0.15	0.15
	B	m ²	0.6625	0.3975	0.3975	0.3975
	I	(m ⁴)	0.3877	0.2326	0.2326	0.2326
	V=V'=L/2	(m)	1.325	1.325	1.325	1.325
Sollicitations de calcul	σ_{min}	(kN/m ²)	-2047.52	-1067.26	-1286.27	-2334.86
	σ_{max}	(kN/m ²)	-1918.71	-1060.39	-156.66	-1966.6
	VU	(kN)	156.08	150.35	160.79	74.7
	lt	(m)	2.65	2.65	2.65	2.65
	lc	(m)	0.00	0.00	0.00	0.00
	nature de la section		SET	SET	SET	SET
	d=d1=d2=d3	(m)	0.883	0.883	0.883	0.883
	σ_1	(kN/m ²)	-1365.013	-711.507	-857.513	-1556.573
	σ_2	(kN/m ²)	-682.507	-355.753	-428.757	-778.287
	N1	(KN)	-376.801	-117.843	-142.026	-257.807
	N2	(KN)	-226.080	-70.706	-85.215	-154.684
	N3	(KN)	-287.218	-93.819	-38.784	-181.849
Armatures min	Av min/bande	(cm ²)	11.594	6.956	6.956	6.956
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	9.420	2.946	3.551	6.445
	Av2	(cm ²)	5.652	1.768	2.130	3.867
	Av3	(cm ²)	7.180	2.345	0.970	4.546
Armatures vertical adopté	Choix de section /nappe		4HA14	4HA12	4HA12	4HA12
	Av adopté	(cm ²)	6.16	4.52	4.52	4.52
	espacement	(cm)	20	20	20	20
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	6.01	5.79	6.19	2.88
	Choix de section/nappe		5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	1.54	1.13	1.13	1.13
	Choix de section /nappe		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	espacement	(cm)	25	25	25	25
	Ah (adoptée)	(cm ²)	3.93	3.93	3.93	3.93
Armatures transversales	At (adoptée)	(cm ²)	4épinglesHA8/m ²		4épinglesHA8/m ²	
Vérifications	RPA $\tau_b=5$	MPa	1.10	1.77	1.89	0.88
	BAEL $\tau_u=3.26$	MPa	0.79	1.26	1.35	0.63
	NS	(KN)	944.09	944.09	944.09	944.09
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	1.01	1,37	1,37	1,37

Tableau 7.5 : Ferrailages des voiles GROUPE II VT3-VT4-VT6

Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	IV
	L	m	1.8	1.8	1.8	1.8
	e	m	0.25	0.15	0.15	0.15
	B	m ²	0.45	0.27	0.27	0.27
	I	(m ⁴)	0.1215	0.0729	0.0729	0.0729
	V=V'=L/2	(m)	0.9	0.9	0.9	0.9
Sollicitations de calcul	σ_{max}	(kN/m ²)	-3953.21	-3473.64	-451.18	-1133.06
	σ_{min}	(kN/m ²)	-475.09	-203.96	-545.84	-290.78
	VU	(kN)	164.12	140.32	106.07	93.23
	lt	(m)	1.80	1.80	1.80	1.80
	lc	(m)	0.00	0.00	0.00	0.00
	nature de la section/nappe		SET	SET	SET	SET
	d=d1=d2=d3	(m)	0.600	0.600	0.600	0.600
	σ_1	(kN/m ²)	-2635.473	-2315.760	-300.787	-755.373
	σ_2	(kN/m ²)	-1317.737	-1157.880	-150.393	-377.687
	N1	(KN)	-494.151	-260.523	-33.839	-84.980
	N2	(KN)	-296.491	-156.314	-20.303	-50.988
	N3	(KN)	-134.462	61.283	31.331	-30.081
Armatures min	Av min/bande	(cm ²)	7.875	4.725	4.725	4.725
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	12.354	6.513	0.846	2.124
	Av2	(cm ²)	7.412	3.908	0.508	1.275
	Av3	(cm ²)	3.362	1.532	0.783	0.752
Armatures vertical adopté	Choix de section/nappe		4HA16	4HA14	4HA14	4HA14
	Av adopté	(cm ²)	8.04	6.16	6.16	6.16
	espacement	(cm ²)	14	14	14	14
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	6.32	5.40	4.08	3.59
	Choix de section/nappe		5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	2.01	1.63	0.21	0.53
	Choix de section /nappe		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	espacement	(cm ²)	25	25	25	25
	Ah (adoptée)	(cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14
Armatures transversales	At (adoptée)	(cm ²)	4épinglesHA8/m ²		4épinglesHA8/m ²	
Vérifications	RPA $\tau_b=5$	MPa	1.70	2.43	1.83	1.61
	BAEL $\tau_u=3.26$	MPa	1.22	1.73	1.31	1.15
	NS	(KN)	944.09	944.09	944.09	944.09
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	0.78	1.02	1.02	1.02

Tableau 7.6 : Ferrailages des voiles GROUPE III VT5

Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	IV
	L	m	2.90	2.90	2.90	2.90
	e	m	0.25	0.15	0.15	0.15
	B	m ²	0.725	0.435	0.435	0.435
	I	(m ⁴)	0.5081	0.3049	0.3049	0.3049
	V=V'=L/2	(m)	1.45	1.45	1.45	1.45
Sollicitations de calcul	σ_{min}	(kN/m ²)	-3953.21	-3473.64	-451.18	-1133.06
	σ_{max}	(kN/m ²)	-475.09	-203.96	-545.84	-290.78
	VU	(kN)	250.26	220.83	178.88	139.67
	It	(m)	2.90	2.90	2.90	2.90
	lc	(m)	0.00	0.00	0.00	0.00
	nature de la section		SET	SET	SET	SET
	d=d1=d2=d3	(m)	0.967	0.967	0.967	0.967
	σ_1	(kN/m ²)	-2635.473	-2315.760	-300.787	-755.373
	σ_2	(kN/m ²)	-1317.737	-1157.880	-150.393	-377.687
	N1	(KN)	-796.133	-419.732	-54.518	-136.911
	N2	(KN)	-477.680	-251.839	-32.711	-82.147
	N3	(KN)	-216.633	-98.733	-50.477	-48.464
Armatures minimal	Av min/bande	(cm ²)	12.688	7.613	7.613	7.613
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	19.903	10.493	1.363	3.423
	Av2	(cm ²)	11.942	6.296	0.818	2.054
	Av3	(cm ²)	5.416	2.468	1.262	1.212
Armatures vertical adopté	Choix de section /nappe		7HA14	7HA12	7HA12	7HA12
	Av adopté	(cm ²)	10.78	7.92	7.92	7.92
	espacement	(cm)	15	15	15	15
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	9.64	8.50	6.89	5.38
	Choix de section /nappe		7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	4.98	2.62	0.34	0.86
	Choix de section /nappe		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	espacement	(cm)	25	25	25	25
	Ah (adoptée)	(cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14
Armatures transversales	At (adoptée)	(cm ²)	4épinglesHA8/m ²		4épinglesHA8/m ²	
Vérifications	RPA $\tau_b=5$	MPa	1.61	2.37	1.92	1.50
	BAEL $\tau_u=3.26$	MPa	1.15	1.69	1.37	1.07
	NS	(KN)	944.09	944.09	944.09	944.09
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	0.58	0.79	0.79	0.79

Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure. Ces efforts consistent en :

- un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes,
- une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction,
- un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures; à savoir les fondations superficielles et les fondations profondes.

❖ Fondations superficielles

Elles sont dans les sols à grande capacité portante

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- les semelles continues sous murs,
- les semelles continues sous poteaux,
- les semelles isolées,
- les radiers.

❖ Fondations profondes

Elle son utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- les pieux,
- les puits.

8.1Détermiation de la contrainte admissible du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Le rapport géotechnique élaboré par le bureau d'étude SAZA à donnée une contrainte admissible **2 bars**.

8.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- la Nature de l'ouvrage à fonder,
- la nature du terrain et sa résistance,
- profondeur du bon sol,
- le tassement du sol.

8.3 Dimensionnement des semelles continues

a) Semelles continues sous voile

La largeur B est donnée par la formule suivante :

avec

B : largeur de la semelle,

L : longueur du voile,

G et Q : charge et surcharge à la base du voile,

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \rightarrow B = \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau 8.1 ci-dessous :

Tableau 8.1 : Semelles continues sous voiles

	L(m)	G+Q (kN)	B (m)	S= L×B (m²)
VL ₁	2.25	632.6	1.41	3.16
VL ₂	3.7	817.01	1.10	4.09
VL ₃	1.8	868.95	2.41	4.34
VL ₄	1.8	894.44	2.48	4.47
VL ₅	2.25	666.42	1.48	3.33
VL ₆	3.7	799.42	1.08	4.00
VT ₁	2.65	1229.1	2.32	6.15
VT ₂	2.65	1240.78	2.34	6.20
VT ₃	1.8	1307.28	3.63	6.54
VT ₄	1.8	891.78	2.48	4.46
VT ₅	2.9	2073.5	3.58	10.37
VT ₆	1.8	1163.57	3.23	5.82
			SOMME	62.92

b) Semelles continues sous poteaux :**Etape de calcul :**

b₁) déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$

b₂) déterminer la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

b₃) déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

b₁-) Détermination de la résultante des charges R :

Le calcul se fera pour le portique transversal: **Portique C** (y=8.90m)

Tableau 8.2 : Coordonnées résultantes des forces

Poteaux	N=G+Q (kN)	M _{inf}	e _i	N × e _i
1	1758.22	-13.586	-9.75	-17142.645
2	1097.6	-2.022	-6.55	-7189.28
3	1171.98	-2.4	-3.4	-3984.732
4	897.11	3.606	0.00	0.00
5	1038.704	0.918	3.4	3531.5936
6	1081.867	2.28	6.55	7086.22885
7	1776.724	8.876	9.75	17323.059
Somme	8822.205	-2.328		-375.77555

b₂-) Détermination des coordonnées de la résultante

$$e = -0.04\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{19.5}{6} = 3.25\text{m}$$

La répartition des charges est trapézoïdale.

b₃-) Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle

$$q \times \frac{L}{6} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{8822.205}{19.5} (1 + 3 \times (-0.04/19.5)) = 449.43 [\text{KN/m}]$$

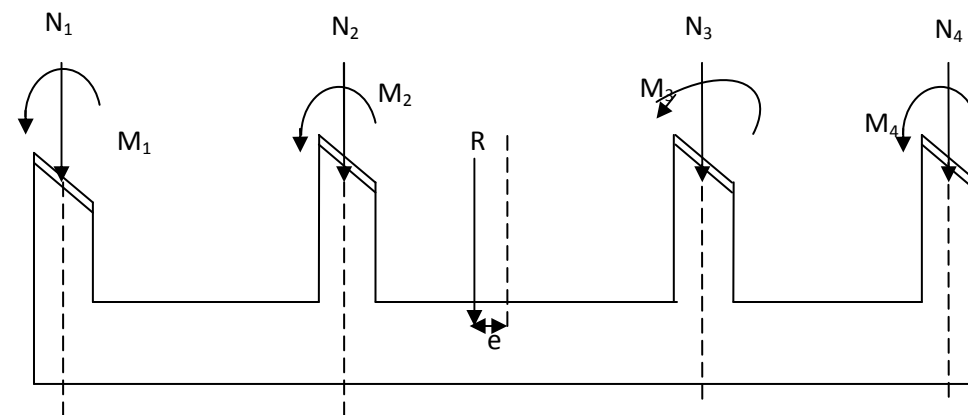


Figure 8.1 : Distribution des sollicitations

b₄) Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q \times \frac{L}{6}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{449.43}{200} \rightarrow B = 2.45 \text{ m.}$$

La surface de la semelle sous poteaux est de : $2.50\text{m} \times 19.5 = 48.75\text{m}^2$.

La surface totale des semelles sous poteaux est de : $S_{\text{pt}} = n \times S_p$

$$S_p = 48.75 \times 5 = \mathbf{243.75\text{m}^2}.$$

La surface totale du bâtiment = 483m^2 .

Surface totale des semelles sous voiles et poteaux :

$$S_t = S_p + S_v = 243.75 + 62.92 = \mathbf{306.67 \text{ m}^2}.$$

La surface des semelles représente **63.5%** de la surface totale.

les semelles sous voiles et poteaux occupent une superficie de 63.5% (> 50%) de la surface total du bâtiment, et qui peu un vent ce chevauché entre-elle. A cet effet, nous adopterons pour un radier général.

8.4 Etude du radier

Un radier est défini comme étant un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux et les voiles de l'ossature.

Le radier général présente les avantages suivants :

- une bonne répartition de charge,
- évite les tassements différentiels importants,
- faciliter le coffrage et la mise en œuvre du béton,
- rapidité de l'exécution.

8.4.1 Prédimensionnement du radier

❖ La nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44\text{cm}$$

➤ Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{440}{8} \leq h \leq \frac{440}{5} \Rightarrow 55 \leq h \leq 88\text{cm}$$

➤ Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

avec :

L_e : longueur élastique,

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen,

I : l'inertie de la section du radier (bande de 1m),

E : module de déformation longitudinale déferée E = 10818.86 MPa,

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.40}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.88 \text{ m}$$

donc :

$h > \max(0.5, 0.88, 0.88)$ on adopte $h=1.00\text{m}$

❖ La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$, avec un minimum de 25cm
- $h_d \geq \frac{440}{20} = 22 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = 35\text{cm}.$

Conclusion : après calcul on adopte le dimensionnement suivant

$h_n = 100 \text{ cm}$ hauteur de la nervure,

$h_d = 35 \text{ cm}$ hauteur de la dalle,

$b = 55\text{cm}$ largeur de la nervure sens xx,

$b = 65\text{cm}$ largeur de la nervure sens yy.

8.4.2 Détermination des charges et surcharges

les charge et surcharges de la superstructure sont obtenu par le logiciel etabs, après modélisation du radier.

Nous avons introduits les charges suivantes :

charge de la dalle flottante : $G_{df} = 0.1 \times 25 = 2.5 \text{ kN/m}^2$,

charge du remblai : $G_{TVO} = 0.40 \times 17 = 6.8 \text{ kN/m}^2$,

➤ Charges permanentes

Poids propre du radier : $G_{rad} = 6688.32 \text{ kN}$,

Poids du remblai en TVO : $G_{TVO} = 3063.06 \text{ kN}$,

Poids de la dalle flottante : $G_{DF} = 1126.13 \text{ kN}$.

$G_{rad} = 10877.51 \text{ kN}$

Poids du bâtiment : $G_{bat} = 50188.67 \text{ kN}$,

$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 61066.18 \text{ kN}$.

➤ Surcharge

Surcharges du bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 7225.56 \text{ kN}$,

Surcharges du radier : $Q_{\text{rad}} = 2252.25 \text{ kN}$,

$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = 9477.81 \text{ kN}$.

1) Combinaison d'actions

A l'ELU: $N_U = 1,35G + 1,5Q = 96656.058 \text{ kN}$,

A l'ELS: $N_S = G + Q = 70543.99 \text{ kN}$.

2) Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{à l'ELU: } S_1 \geq \frac{N_u}{2\sigma_{\text{sol}}} = \frac{96656.058}{2 \times 200} = 241.64 \text{ m}^2$$

$$\text{à l'ELS: } S_2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{70543.99}{200} = 352.72 \text{ m}^2$$

D'où: $S_{\text{rad}} = \max(S_1, S_2) = 352.72 \text{ m}^2$

$S_{\text{bat}} = 483 \text{ m}^2$.

Remarque

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 imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On prend: $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{rad}} = 528.15 \text{ m}^2$$

$S_{\text{rad}} = 528.15 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 352.72 \text{ m}^2$ Condition vérifiée.

8.4.3 Vérification

➤ Vérification à la contrainte de cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}, d = 0,9 \cdot h = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{96656,058 \times 1}{528,15} \times \frac{5}{2} = 457,52 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{457,52}{1 \times 0,27} = 1694,5 \text{ kN/m}^2 = 1,69 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la stabilité du radier

• Calcul du centre de gravité du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

avec :

S_i : aire du panneau considéré,

X_i, Y_i : centre de gravité du panneau considéré.

$$X_G = 10,50 \text{ m},$$

$$Y_G = 12,58 \text{ m}.$$

• Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = 27838,896 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 19409,51 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort normal (N) dû aux charges verticales,

Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

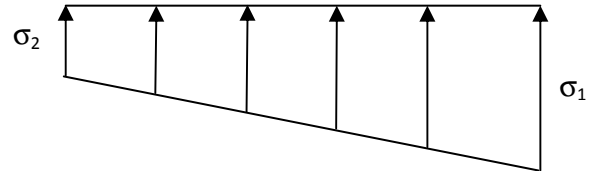
avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment,

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment,

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier :

à l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$

Figure 8.2: diagramme des contraintes.

à l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

- **Sens longitudinal :**

à l'ELU:

$$M = 53699.093 \text{ kNm}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{96656.058}{528.15} + \frac{53699.093}{19409.51} \times 10.50 = 211.088 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{96656.058}{528.15} - \frac{53699.093}{19409.51} \times 10.50 = 154.929 \text{ KN/m}^2$$

d'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 211.088 + 154.929}{4} = 197.533 \text{ KN/m}^2 ; 2\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \times \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

à l'ELS :

$$M = 53699.093 \text{ kNm}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{70543.99}{528.15} + \frac{53699.093}{19409.51} \times 12.58 = 161.647 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{70543.99}{528.16} - \frac{53699.093}{19409.51} \times 12.58 = 105.488 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 161.647 + 105.488}{4} = 148.881 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal**

à l'ELU:

$$M = 62138.212 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{96656.058}{528.15} + \frac{62138.212}{27938.896} \times 10.5 = 212.058 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{96656.58}{528.15} - \frac{62138.212}{27938.896} \times 10.5 = 153.959 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 223.338 + 163.833}{4} = 297.535 \text{ KN/m}^2 ; 2\sigma_{\text{sol}} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

à l'ELS :

$$M = 62138,212 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{70543.99}{528.15} + \frac{62138.212}{27838.896} \times 10.50 = 164.194 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{70543.99}{528.15} - \frac{62138.212}{27838.896} \times 10.50 = 102.941 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 164.194 + 102.941}{4} = 147.607 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

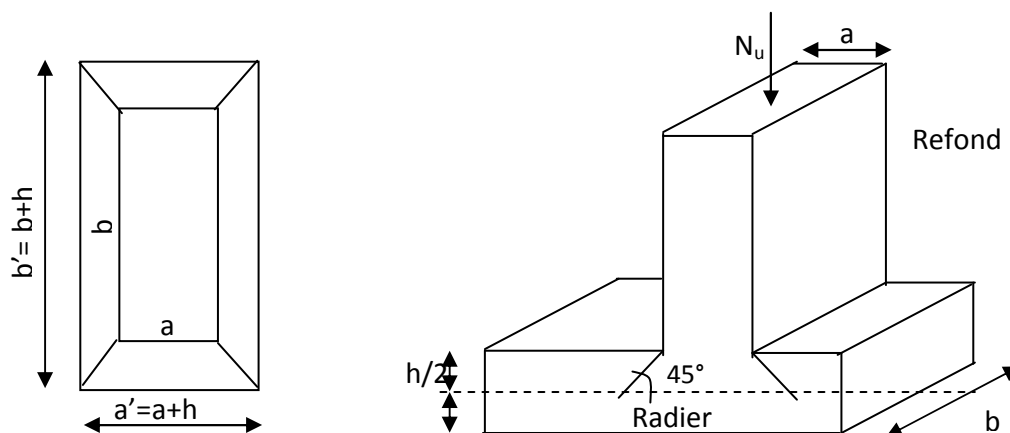


Figure 8.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

- **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (0.5 + 0.6 + 2 \times 0.35) = 3.6 \text{ m}$$

$$N_u = 2628.37 \text{ KN}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 3.6 \times 1.00 \times 25000 = 4050 \text{ KN}$$

- **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(0.25 + 1 + 2 \times 0.35) = 3.9 \text{ m}$$

$$N_u = 3565,37 \text{ KN}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 3.9 \times 1.00 \times 25000 = 4387.5 \text{ kN}$$

La condition étant vérifiée pour les voiles et les poteaux, aucun calcul n'est à effectuer.

8.5 Ferrailage du radier

Pour le ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91(modifié 99).

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

1) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas en fonction de la valeur $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4 \Rightarrow$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{ème} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{dans le sens de la petite portée} \quad L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{dans le sens de la grande portée} \quad L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les abaques de PIGEAUD.

avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{ou} \quad (L_x < L_y)$$

2) Identification du panneau le plus sollicité

Dans le cadre de notre projet, on distingue 36 panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés.

On choisira le panneau le plus défavorable.

➤ Ferrailage du panneau

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.9}{4.55} = 0,63 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0772 \\ \mu_y = 0,343 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaillera dans les 2 sens.

Pour le calcul de ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier. Ce dernier étant directement repris par le sol.

à l'ELU :

$$q_u^{\text{moy}} = \sigma_{\text{moy}}^{\text{ELU}} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 197.533 - \frac{6688.32}{528.15}$$

$$q_u^{\text{moy}} = 184.869 \text{ KN/m}^2$$

à l'ELS :

$$q_s^{\text{moy}} = \sigma_{\text{moy}}^{\text{ELS}} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 148.881 - \frac{6688.32}{528.15}$$

$$q_s^{\text{moy}} = 136.217 \text{ KN/m}^2$$

1. Chargement simplifié admis

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi, sous ce chargement devenu uniformément repartie le calcul devient classique.

- **Charge trapézoïdale**

moment fléchissant

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

effort tranchant

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

- **Charge triangulaire :**

moment fléchissant

$$l_m = 0.333 l_x$$

effort tranchant

$$l_t = 0.25 l_x$$

2. Charges à considérer :

➤ **Sens transversal :**

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 184.869 \times 0.965 = 178.399 \text{ kN / ml},$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 136.217 \times 0.965 = 131.450 \text{ kN / ml},$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 184.869 \times 0.725 = 134.030 \text{ kN / ml}.$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 184.869 \times 1.26 = 232.936 \text{ kN/ml},$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 136.217 \times 1.26 = 171.634 \text{ kN/ml},$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 184.869 \times 1 = 184.869 \text{ kN/ml}.$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel alors :

- Moment en travée : $0,85M_{0x}$ ou $0,85M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

• **Tableau 8.3: Identification des panneaux**

Panneaux	Lx(m)	Ly (m)	$\rho=Lx/Ly$	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}
1	2.9	4.55	0,63	0.0772	0.343	151.234	51.873

1) Moments aux appuis :

$$M_x^a = (0,5) \times M_x$$

$$M_x^a = (0,5) \times 151.234 = 75.61 \text{ KNm}$$

$$M_y^a = (0,5) M_y$$

$$M_y^a = (0,5) \times 51.873 = 25.93 \text{ KNm}$$

2) Moments en travées :

$$M_{tx} = (0,75) \cdot M_x$$

$$M_{tx} = (0,75) \times 151.234 = 113.52 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = (0,75) M_y$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 51.873 = 38.91 \text{ KNm}$$

a) Ferrailage du panneau dans le sens x-x :**aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{75.61 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,085 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,085 \Rightarrow \beta_u = 0.955$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{75.61 \times 10^3}{0,985 \times 25 \times 348} = 9.10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_x^a = 9.10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **7HA14/ml = 10.05 cm²/ml** avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$ **en travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{113.52 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,128 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

=> Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,128 \Rightarrow \beta_u = 0,931$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{113.52 \times 10^3}{0,931 \times 25 \times 348} = 13.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{tx} = 13.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **7HA16/ml = 14.07 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm**b) Ferrailage dans le sens y-y:****aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25.93 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,03 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,03 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25.93 \times 10^3}{0,985 \times 25 \times 348} = 3.03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_y^a = 3.03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **5HA10/ml = 3.93 cm²/ml** avec un espacement $S_t = 22.5 \text{ cm}$ **en travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{38.91 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,044 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{38,91 \times 10^3}{0,978 \times 25 \times 348} = 4,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ty} = 4,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **6HA10/ml = 4.71cm²/ml** avec un espacement $S_t = 18 \text{ cm}$

1) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{avec : } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,63}{2} = 2,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

aux appuis :

$$A_a^x = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_a^y = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} = A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

en travée :

$$A_t^x = 14,07 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t^y = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml} = A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2) Calcul à l'ELS

➤ **Evaluation des moments M_x, M_y**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Tableau 8.4: Identification des panneaux

Panneaux	Lx(m)	Ly (m)	$\rho = L_x/L_y$	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}
1	2.9	4.55	0.63736264	0.0772	0.343	111.434	38.222

• Moments aux appuis

$$M_x^a = (0,5) \cdot M_x$$

$$M_x^a = (0,5) \times 111,434 = 55,717 \text{ KNm}$$

$$M_y^a = (0,5) M_y$$

$$M_y^a = (0,5) \times 38,222 = 19,111 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée**

$$M_{tx} = (0,75) \cdot M_x$$

$$M_{tx} = (0,75) \times 75.38 = 83.575 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,75) M_y$$

$$M_{ty} = (0,75) \times 38.222 = 28.666 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

			Mu	Ms	Y	α	$\frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	OBS
ELS	xx	appuis	75.61	55.717	1.357	0.234	0.429	vérifiée
		travée	113.52	83.575	1.358	0.282	0.429	vérifiée
	yy	appuis	25.93	19.111	1.357	0.144	0.428	vérifiée
		travée	38.91	28.666	1.357	0.171	0.429	vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

8.5.1 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

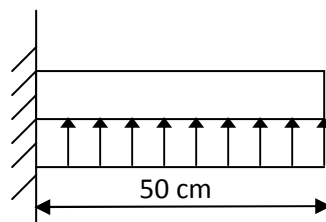


Figure 8.4 : Schéma statique du débord

8.2.5.1 Sollicitation de calcul

à l'ELU

$$P_u = 232.936 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-232.936 \times (0.50)^2}{2} = -29.117 \text{ kNm}$$

à l'ELS

$$P_s = 171.634 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-171.634 \times 0.50^2}{2} = -21.454 \text{ kN.m}$$

Tableau 8.5 : calcul des armatures à l'ELU

	M kNm)	μ_u	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
ELU	29.117	0.004	0.998	3.36	5.43	5HA12	5.63	22

armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.63}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4\text{HA}10=3.14 \text{ cm}^2$$

a) Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29.11}{21.45} = 1.35 \quad \mu = 0.00085 \Rightarrow \alpha = 0.150$$

$$\alpha = 0.0150 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425$$

\Rightarrow Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord, donc on va adopter le même ferrailage et cela dans le but d'assurer la continuité de celui du radier.

8.5.2 Ferrailage des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures dans les deux sens, qui sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour le calcul des efforts, nous allons introduire à la nervure de hauteur 1.00m et de largeur 0.4m les charges verticales suivantes :

$$q_u^{moy} = -232.936 \text{ kN/ml},$$

$$q_s^{moy} = -171.634 \text{ kN/ml}.$$

les diagrammes des moments et efforts tranchant sont données par le logiciel ETABS :

1-sens transversales XX

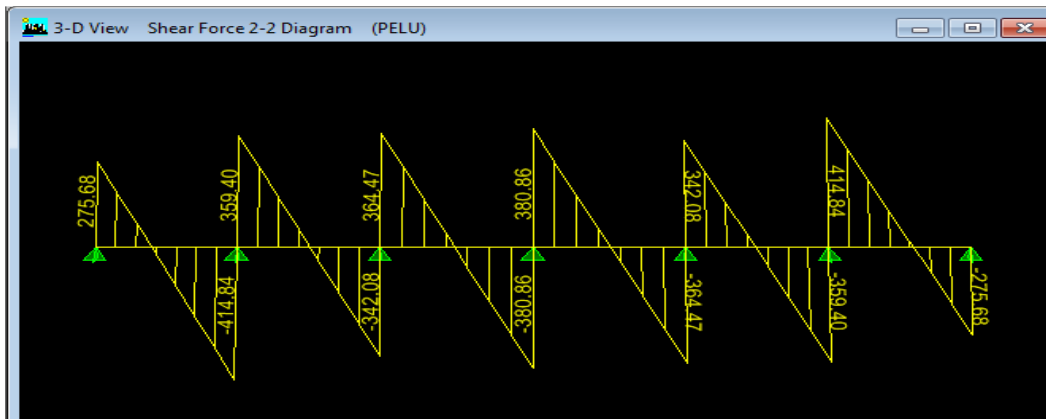


Figure 8.5 : diagramme des efforts tranchant à l'ELU

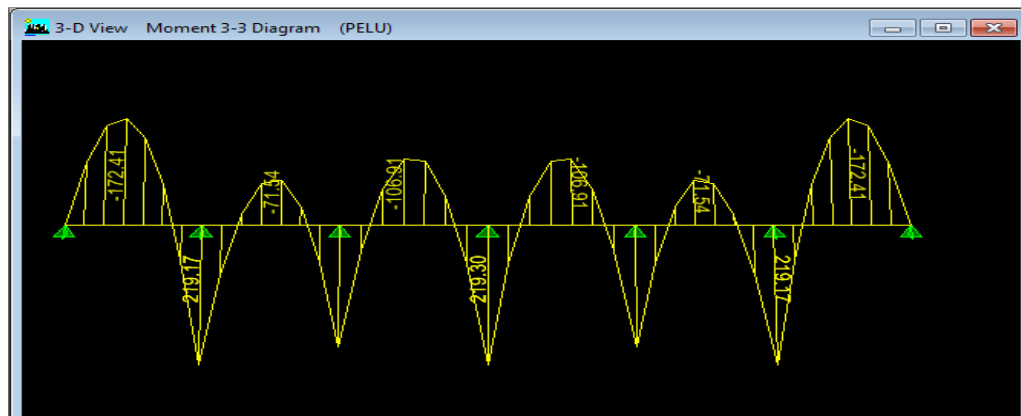


Figure 8.6 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU

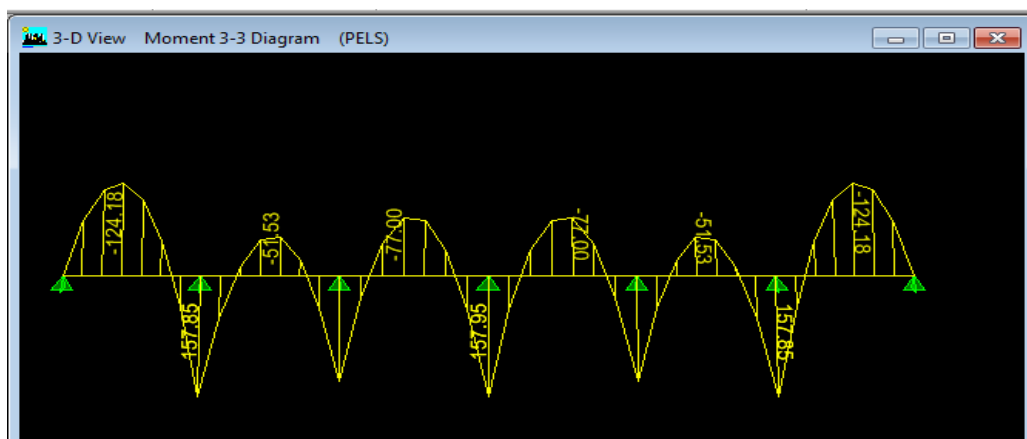


Figure 8.7 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS

1-sens transversales YY

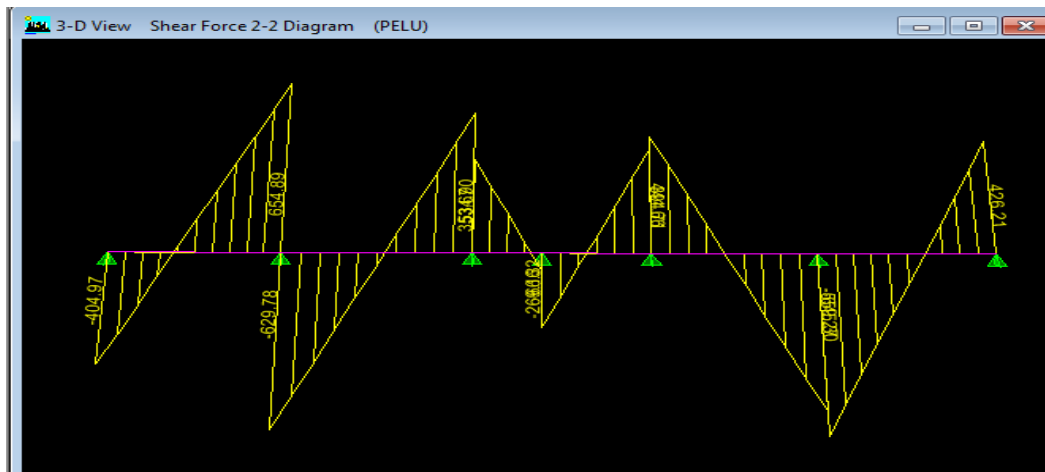


Figure 8.8 : diagramme des efforts tranchant à l'ELU

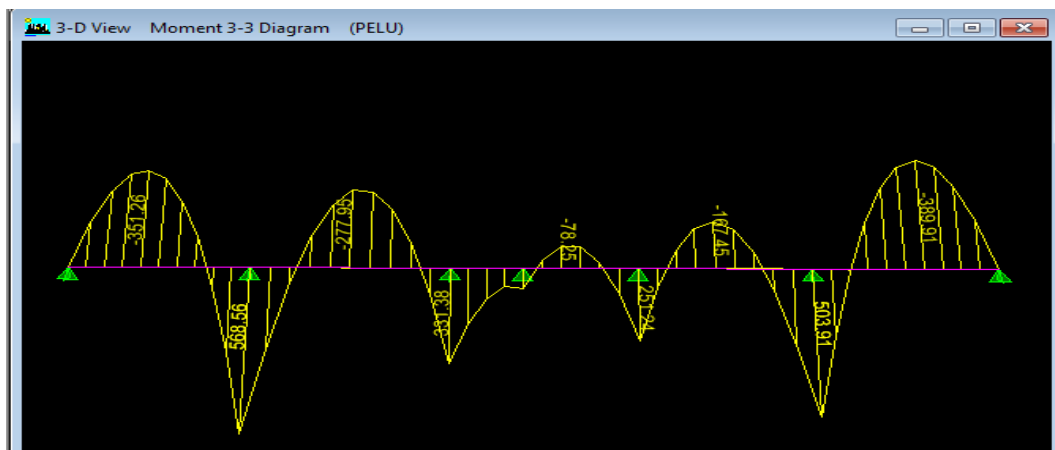


Figure 8.9 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU

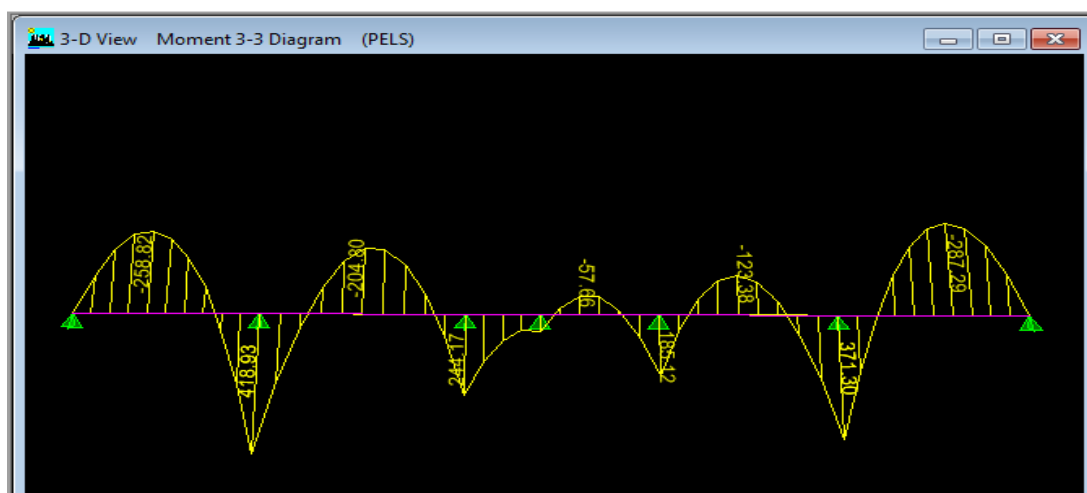


Figure 8.10 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Sollicitations maximales**a) sens transversal**

$$M_{tu \max} = 172.418 \text{ kNm}, \quad M_{au \max} = 219.175 \text{ kN},$$

$$M_{ts \max} = 124.183 \text{ kNm}, \quad M_{as \max} = 157.854 \text{ kNm},$$

$$T_{u \max} = 414.843 \text{ kN}.$$

b) sens longitudinal

$$M_{tu \max} = 389.917 \text{ kNm}, \quad M_{au \max} = 568.562 \text{ kNm},$$

$$M_{ts \max} = 287.296 \text{ kNm}, \quad M_{as \max} = 418.913 \text{ kNm},$$

$$T_{u \max} = 629.783 \text{ kN}.$$

Tableau 8.6 : Ferrailage de la nervure

	sens		M(kNm)	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{ado}(\text{cm}^2)$
ELU	transversal	Appui	172.418	0.062	0.968	9.57	6HA16	12.06
		Travée	219.175	0.048	0.975	7.38	6HA16	12.06
	longitudinal	Appui	568.562	0.157	0.915	25.60	6HA20+6HA16	30.91
		Travée	389.917	0.107	0.944	16.91	6HA20	18.85

Armatures transversales**Condition de non fragilité**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 7.06 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

➤ espacement des armatures

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit $\phi = 10 \text{ mm}$

❖ en zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{25 ; 24\} = 24 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}.$$

❖ en zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{4} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ armatures transversales minimales

en zone nodale : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.95 \text{ cm}^2$

en zone courante : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.93 \text{ cm}^2$

Soit $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

1) Vérification à l'ELU

• Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

avec : $T_{u \max} = 310.47 \text{ KN}$ (transversal)

$T_{u \max} = 655.72 \text{ KN}$ (longitudinal)

$$\tau_u = \frac{414.843 \times 10^3}{550 \times 900} = 0.83 \text{ MPa}, \quad \tau_u = \frac{629.783 \times 10^3}{650 \times 900} = 1.07 \text{ MPa.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée pour les deux sens.

• Armatures de peau (BAEL91 REVISE 99/Art 4.8.3)

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc : **4HA12** avec $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$.

2) Vérification à l'ELS

• Vérification des contraintes dans le béton

On peut se dispenser de cette vérification, si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Les résultats de vérification sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 8.7 : condition de vérification des contraintes à l'ELS

			Mu	Ms	Y	α	Y-1/2+fc28/100	OBS
ELS	xx	appuis	219.175	157.854	1.388	0.153	0.444	vérifiée
		travée	172.418	124.183	1.388	0.135	0.444	vérifiée
	yy	appuis	568.562	418.913	1.357	0.222	0.429	vérifiée
		travée	389.917	287.296	1.357	0.279	0.429	vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Après avoir dimensionné et calculé les sections d'armatures nécessaires pour les différents éléments de la structure nous passerons aux plans d'exécution.

Conclusion générale

Le bâtiment qui a fait l'objet de notre projet a été calculé et modélisé sous le logiciel ETABS en tenant compte des règlements en vigueur dans notre pays ; à savoir le (RPA,99) et le (BAEL,91).

Les points essentiels qui se dégagent tout au long de cette étude se résument comme suit :

❖ Les sections de poteaux choisies sont :

- RDC, 1^{er}, 2^{ème} : (50x60 cm²),
- 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} : (40x50 cm²),
- 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} : (35x45 cm²),
- 9^{ème} et 10^{ème} : (30x40 cm²).

❖ Les sections des poutres choisies sont :

- poutres principales (30x40),
- poutres secondaires (30x30).

❖ La disposition des voiles a été effectuée de manière à respecter de la symétrie et l'éloignement du centre de gravité afin de réduire l'effet de la torsion. Dans notre cas, la présence de bouts de voiles a considérablement augmenté les efforts aux endroits de jonction (bouts de voiles- poutres), l'endroit de cette interaction est donc à prendre en compte lors du ferrailage.

❖ L'effort horizontal est repris dans le sens transversal avec un pourcentage de **43.15%** par les portiques et de **56.85%** par les voiles. Dans le sens longitudinal celui-ci est repris avec un pourcentage de **54.85%** par les portiques et **45.15%** par les voiles. Par ailleurs, le pourcentage d'effort vertical repris par les voiles est de **11.95%** Conformément au (RPA99), nous concluons que le système de contreventement est de type mixte.

- ❖ La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales est bien supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.
- ❖ la participation massique atteint les 90% à partir du 9^{ème} mode (sens x : 91.286 %, sens y : 92.144 %).
- ❖ Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne dépassent pas 1% de la hauteur de l'étage considéré.
- ❖ Les combinaisons utilisées pour le ferrailage de la structure sont :
-selon le BAEL :
 $G+Q+E$
 $0.8G \pm E$
-selon le RPA :
l'ELU : $1.35G+1.5Q$
l'ELS : $G+Q$
- ❖ Le ferrailage a été déterminé selon les combinaisons les plus défavorables, à l'ELU et vérifiée à l'ELU et l'ELS.
- ❖ Le calcul de l'infrastructure sous la contrainte du sol $\sigma = 2\text{bar}$ a aboutit à un radier général nervuré, vu que les pourcentages de la surfaces occupés par les semelles sous voiles et poteaux est supérieur à 50% de la surface totale du bâtiment.

Référence bibliographiques

- DTR B.C .2.2 Document technique règlementaire, CGS, Alger, 1988.
- DTR BC 2 48 Règles parasismiques algériennes : RPA 99 version 2003, Alger, juin 2003.
- DTU P18-702 Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, CSTB, février, 2000.
- **Andre COIN**, « Ossatures des bâtiments », Ed. Eyrolles.
- **Albert FUENTES**, « Calcul pratique des ossatures en béton armé », Ed. Eyrolles, Paris, 1973.
- **Jean PIERRE**, « calcul des éléments simples et des structures de bâtiment », Ed. Eyrolles, Paris, 1992.
- **Marius DIVER** « Calcul pratique des tours en béton armé », Ed. Dunod, Paris, 1972.
- **M. BELAZOUGUI**, « Calcul des ouvrages en béton armé », Edition OPU.
- **Pierre CHARON**, « Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé », Ed. Eyrolles, Paris 1972.
- **Pierre CHARON**, « Le calcul pratique des sections de béton armé: flexion simple et composée », Ed. Eyrolles, Paris, 1973.
- **Jean-Pierre MOUGIN**, « BAEL91 modifiée 99 et DTU associés »,deuxième édition, 2000
- **Victor DAVIDOVICI**, « Formulaire de béton armé », Ed. le moniteur, Paris 1996.

ANNEXES

Extrait du fichier résultat obtenu par le logiciel ETABS

Periode et Participation massique

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.8801	66.15	0.003	0	66.15	0.003	0	0.0046	95.795	1.2538	0.0046	95.795	1.254
2	0.70811	0.009	65.84	0	66.16	65.84	0	97.871	0.0135	0.051	97.876	95.809	1.305
3	0.65973	2.157	0.058	0	68.32	65.9	0	0.0847	2.9157	63.4	97.961	98.725	64.71
4	0.24	16.22	0.002	0	84.54	65.9	0	0.0001	0.8093	0.1195	97.961	99.534	64.82
5	0.17793	0.003	19.34	0	84.54	85.24	0	1.65	0.0002	0.0003	99.611	99.534	64.82
6	0.16229	0.051	1E-04	0	84.59	85.24	0	0	0.0001	19.474	99.611	99.534	84.3
7	0.11122	6.694	9E-04	0	91.29	85.25	0	0.0001	0.3456	0.0475	99.611	99.88	84.35
8	0.08615	2E-04	0.001	0	91.29	85.25	0	0	0	0.0001	99.611	99.88	84.35
9	0.08177	8E-04	6.898	0	91.29	92.14	0	0.2916	0	0.0001	99.902	99.88	84.35
10	0.07835	0.145	9E-04	0	91.43	92.15	0	0	0.0036	0.2202	99.903	99.884	84.57
11	0.07422	0.001	0	0	91.43	92.15	0	0	0.0002	7.0545	99.903	99.884	91.62
12	0.06641	3.369	6E-04	0	94.8	92.15	0	0	0.0583	0.0547	99.903	99.942	91.68

Déplacements dûs aux forces sismique de tous les niveaux suivants les deux sens

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
STORY4-7	D11	ELU	0.0008	-0.0018	0	0	0	0.00003	1421	0.013	-0.108	34.17
STORY4-7	D11	ELS	0.0006	-0.0013	0	0	0	0.00002	1421	0.013	-0.108	34.17
STORY4-7	D11	GQEX MAX	0.0186	-0.0012	0	0	0	0.00062	1421	0.013	-0.108	34.17
STORY4-7	D11	GQEX MIN	-0.0174	-0.0015	0	0	0	-0.00057	1421	0.013	-0.108	34.17
STORY4-7	D11	GQEY MAX	0.001	0.0126	0	0	0	0.00024	1421	0.013	-0.108	34.17
STORY4-7	D11	GQEY MIN	0.0002	-0.0152	0	0	0	-0.00019	1421	0.013	-0.108	34.17
STORY4-7	D11	08GEX MAX	0.0184	-0.0008	0	0	0	0.00061	1421	0.013	-0.108	34.17
STORY4-7	D11	08GEX MIN	-0.0177	-0.0011	0	0	0	-0.00058	1421	0.013	-0.108	34.17
STORY4-7	D11	08GEY MAX	0.0007	0.013	0	0	0	0.00024	1421	0.013	-0.108	34.17
STORY4-7	D11	08GEY MIN	0	-0.0149	0	0	0	-0.0002	1421	0.013	-0.108	34.17
STORY4-6	D10	ELU	0.0007	-0.002	0	0	0	0.00003	1422	0.031	-0.173	31.11
STORY4-6	D10	ELS	0.0005	-0.001	0	0	0	0.00002	1422	0.031	-0.173	31.11
STORY4-6	D10	GQEX MAX	0.0168	-0.001	0	0	0	0.00055	1422	0.031	-0.173	31.11
STORY4-6	D10	GQEX MIN	-0.0158	-0.001	0	0	0	-0.0005	1422	0.031	-0.173	31.11
STORY4-6	D10	GQEY MAX	0.0008	0.0113	0	0	0	0.00022	1422	0.031	-0.173	31.11
STORY4-6	D10	GQEY MIN	0.0002	-0.014	0	0	0	-0.0002	1422	0.031	-0.173	31.11
STORY4-6	D10	08GEX MAX	0.0166	-7E-04	0	0	0	0.00054	1422	0.031	-0.173	31.11
STORY4-6	D10	08GEX MIN	-0.016	-9E-04	0	0	0	-0.0005	1422	0.031	-0.173	31.11
STORY4-6	D10	08GEY MAX	0.0006	0.0116	0	0	0	0.00021	1422	0.031	-0.173	31.11
STORY4-6	D10	08GEY MIN	0	-0.013	0	0	0	-0.0002	1422	0.031	-0.173	31.11
STORY4-5	D9	ELU	0.0006	-0.001	0	0	0	0.00002	1423	0.03	-0.172	28.05
STORY4-5	D9	ELS	0.0004	-9E-04	0	0	0	0.00002	1423	0.03	-0.172	28.05
STORY4-5	D9	GQEX MAX	0.0149	-8E-04	0	0	0	0.00047	1423	0.03	-0.172	28.05

STORY4-5	D9	GQEX MIN	-0.0141	-0.001	0	0	0	-0.0004	1423	0.03	-0.172	28.05
STORY4-5	D9	GQEX MAX	0.0007	0.0099	0	0	0	0.00019	1423	0.03	-0.172	28.05
STORY4-5	D9	GQEX MIN	0.0001	-0.012	0	0	0	-0.0002	1423	0.03	-0.172	28.05
STORY4-5	D9	08GEX MAX	0.0148	-6E-04	0	0	0	0.00047	1423	0.03	-0.172	28.05
STORY4-5	D9	08GEX MIN	-0.0143	-8E-04	0	0	0	-0.0004	1423	0.03	-0.172	28.05
STORY4-5	D9	08GEY MAX	0.0005	0.0102	0	0	0	0.00018	1423	0.03	-0.172	28.05
STORY4-5	D9	08GEY MIN	0	-0.012	0	0	0	-0.0002	1423	0.03	-0.172	28.05
STORY4-4	D8	ELU	0.0005	-0.001	0	0	0	0.00002	1424	0.03	-0.17	24.99
STORY4-4	D8	ELS	0.0003	-8E-04	0	0	0	0.00001	1424	0.03	-0.17	24.99
STORY4-4	D8	GQEX MAX	0.013	-7E-04	0	0	0	0.0004	1424	0.03	-0.17	24.99
STORY4-4	D8	GQEX MIN	-0.0123	-9E-04	0	0	0	-0.0004	1424	0.03	-0.17	24.99
STORY4-4	D8	GQEX MAX	0.0006	0.0085	0	0	0	0.00016	1424	0.03	-0.17	24.99
STORY4-4	D8	GQEX MIN	0.0001	-0.01	0	0	0	-0.0001	1424	0.03	-0.17	24.99
STORY4-4	D8	08GEX MAX	0.0128	-5E-04	0	0	0	0.0004	1424	0.03	-0.17	24.99
STORY4-4	D8	08GEX MIN	-0.0124	-6E-04	0	0	0	-0.0004	1424	0.03	-0.17	24.99
STORY4-4	D8	08GEY MAX	0.0004	0.0087	0	0	0	0.00016	1424	0.03	-0.17	24.99
STORY4-4	D8	08GEY MIN	0	-0.01	0	0	0	-0.0001	1424	0.03	-0.17	24.99
STORY4-3	D7	ELU	0.0004	-8E-04	0	0	0	0.00002	1425	0.03	-0.17	21.93
STORY4-3	D7	ELS	0.0003	-6E-04	0	0	0	0.00001	1425	0.03	-0.17	21.93
STORY4-3	D7	GQEX MAX	0.0109	-5E-04	0	0	0	0.00033	1425	0.03	-0.17	21.93
STORY4-3	D7	GQEX MIN	-0.0104	-7E-04	0	0	0	-0.0003	1425	0.03	-0.17	21.93
STORY4-3	D7	GQEX MAX	0.0004	0.0071	0	0	0	0.00013	1425	0.03	-0.17	21.93
STORY4-3	D7	GQEX MIN	0.0001	-0.008	0	0	0	-0.0001	1425	0.03	-0.17	21.93
STORY4-3	D7	08GEX MAX	0.0108	-3E-04	0	0	0	0.00033	1425	0.03	-0.17	21.93
STORY4-3	D7	08GEX MIN	-0.0105	-5E-04	0	0	0	-0.0003	1425	0.03	-0.17	21.93
STORY4-3	D7	08GEY MAX	0.0003	0.0072	0	0	0	0.00013	1425	0.03	-0.17	21.93
STORY4-3	D7	08GEY MIN	0	-0.008	0	0	0	-0.0001	1425	0.03	-0.17	21.93
STORY4-2	D6	ELU	0.0003	-6E-04	0	0	0	0.00001	1426	0.029	-0.167	18.87
STORY4-2	D6	ELS	0.0002	-5E-04	0	0	0	0.00001	1426	0.029	-0.167	18.87
STORY4-2	D6	GQEX MAX	0.0088	-4E-04	0	0	0	0.00026	1426	0.029	-0.167	18.87
STORY4-2	D6	GQEX MIN	-0.0084	-5E-04	0	0	0	-0.0002	1426	0.029	-0.167	18.87
STORY4-2	D6	GQEX MAX	0.0003	0.0056	0	0	0	0.00011	1426	0.029	-0.167	18.87
STORY4-2	D6	GQEX MIN	0.0001	-0.007	0	0	0	-9E-05	1426	0.029	-0.167	18.87
STORY4-2	D6	08GEX MAX	0.0088	-3E-04	0	0	0	0.00026	1426	0.029	-0.167	18.87
STORY4-2	D6	08GEX MIN	-0.0085	-4E-04	0	0	0	-0.0002	1426	0.029	-0.167	18.87
STORY4-2	D6	08GEY MAX	0.0003	0.0058	0	0	0	0.0001	1426	0.029	-0.167	18.87
STORY4-2	D6	08GEY MIN	0	-0.006	0	0	0	-9E-05	1426	0.029	-0.167	18.87
STORY4-1	D5	ELU	0.0002	-4E-04	0	0	0	0.00001	1427	0.028	-0.163	15.81
STORY4-1	D5	ELS	0.0002	-3E-04	0	0	0	0.00001	1427	0.028	-0.163	15.81
STORY4-1	D5	GQEX MAX	0.0068	-3E-04	0	0	0	0.00019	1427	0.028	-0.163	15.81
STORY4-1	D5	GQEX MIN	-0.0065	-4E-04	0	0	0	-0.0002	1427	0.028	-0.163	15.81
STORY4-1	D5	GQEX MAX	0.0003	0.0043	0	0	0	0.00008	1427	0.028	-0.163	15.81
STORY4-1	D5	GQEX MIN	0	-0.005	0	0	0	-7E-05	1427	0.028	-0.163	15.81
STORY4-1	D5	08GEX MAX	0.0068	-2E-04	0	0	0	0.00019	1427	0.028	-0.163	15.81

STORY4-1	D5	08GEX MIN	-0.0066	-3E-04	0	0	0	-0.0002	1427	0.028	-0.163	15.81
STORY4-1	D5	08GEY MAX	0.0002	0.0044	0	0	0	0.00008	1427	0.028	-0.163	15.81
STORY4-1	D5	08GEY MIN	0	-0.005	0	0	0	-7E-05	1427	0.028	-0.163	15.81
STORY4	D4	ELU	0.0001	-3E-04	0	0	0	0.00001	1428	0.028	-0.163	12.75
STORY4	D4	ELS	0.0001	-2E-04	0	0	0	0	1428	0.028	-0.163	12.75
STORY4	D4	GQEX MAX	0.0049	-2E-04	0	0	0	0.00013	1428	0.028	-0.163	12.75
STORY4	D4	GQEX MIN	-0.0047	-3E-04	0	0	0	-0.0001	1428	0.028	-0.163	12.75
STORY4	D4	GQEY MAX	0.0002	0.003	0	0	0	0.00006	1428	0.028	-0.163	12.75
STORY4	D4	GQEY MIN	0	-0.004	0	0	0	-5E-05	1428	0.028	-0.163	12.75
STORY4	D4	08GEX MAX	0.0048	-1E-04	0	0	0	0.00013	1428	0.028	-0.163	12.75
STORY4	D4	08GEX MIN	-0.0047	-2E-04	0	0	0	-0.0001	1428	0.028	-0.163	12.75
STORY4	D4	08GEY MAX	0.0001	0.0031	0	0	0	0.00006	1428	0.028	-0.163	12.75
STORY4	D4	08GEY MIN	0	-0.003	0	0	0	-5E-05	1428	0.028	-0.163	12.75
STORY3	D3	ELU	0.0001	-2E-04	0	0	0	0	1429	0.028	-0.162	9.69
STORY3	D3	ELS	0.0001	-1E-04	0	0	0	0	1429	0.028	-0.162	9.69
STORY3	D3	GQEX MAX	0.0031	-1E-04	0	0	0	0.00008	1429	0.028	-0.162	9.69
STORY3	D3	GQEX MIN	-0.003	-1E-04	0	0	0	-8E-05	1429	0.028	-0.162	9.69
STORY3	D3	GQEY MAX	0.0001	0.0019	0	0	0	0.00004	1429	0.028	-0.162	9.69
STORY3	D3	GQEY MIN	0	-0.002	0	0	0	-3E-05	1429	0.028	-0.162	9.69
STORY3	D3	08GEX MAX	0.0031	-1E-04	0	0	0	0.00008	1429	0.028	-0.162	9.69
STORY3	D3	08GEX MIN	-0.003	-1E-04	0	0	0	-8E-05	1429	0.028	-0.162	9.69
STORY3	D3	08GEY MAX	0.0001	0.002	0	0	0	0.00003	1429	0.028	-0.162	9.69
STORY3	D3	08GEY MIN	0	-0.002	0	0	0	-3E-05	1429	0.028	-0.162	9.69
STORY2	D2	ELU	0.0001	-1E-04	0	0	0	0	1430	0.028	-0.159	6.63
STORY2	D2	ELS	0	-1E-04	0	0	0	0	1430	0.028	-0.159	6.63
STORY2	D2	GQEX MAX	0.0016	0	0	0	0	0.00004	1430	0.028	-0.159	6.63
STORY2	D2	GQEX MIN	-0.0016	-1E-04	0	0	0	-4E-05	1430	0.028	-0.159	6.63
STORY2	D2	GQEY MAX	0.0001	0.001	0	0	0	0.00002	1430	0.028	-0.159	6.63
STORY2	D2	GQEY MIN	0	-0.001	0	0	0	-2E-05	1430	0.028	-0.159	6.63
STORY2	D2	08GEX MAX	0.0016	0	0	0	0	0.00004	1430	0.028	-0.159	6.63
STORY2	D2	08GEX MIN	-0.0016	-1E-04	0	0	0	-4E-05	1430	0.028	-0.159	6.63
STORY1	D1	GQEY MIN	0	-4E-04	0	0	0	-1E-05	1431	0.032	2.047	3.57
STORY1	D1	08GEX MAX	0.0005	0	0	0	0	0.00001	1431	0.032	2.047	3.57
STORY1	D1	08GEX MIN	-0.0005	0	0	0	0	-1E-05	1431	0.032	2.047	3.57
STORY1	D1	08GEY MAX	0	0.0003	0	0	0	0.00001	1431	0.032	2.047	3.57
STORY1	D1	08GEY MIN	0	-4E-04	0	0	0	-1E-05	1431	0.032	2.047	3.57

Exemple d'efforts normal : Poteaux 50x60

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY1	C15	GQEX MAX	0	-1689.66	9.4	3.78	0.618	6.527	30.548
STORY1	C15	GQEX MAX	1.585	-1677.77	9.4	3.78	0.618	1.591	15.662
STORY1	C15	GQEX MAX	3.17	-1665.89	9.4	3.78	0.618	-2.676	0.872
STORY1	C15	GQEX MIN	0	-2027.97	-1.7	1.26	-0.58	-2.356	-21.15
STORY1	C15	GQEX MIN	1.585	-2016.08	-1.7	1.26	-0.58	-5.402	-18.45
STORY1	C15	GQEX MIN	3.17	-2004.19	-1.7	1.26	-0.58	-9.117	-15.85
STORY1	C15	08GEX MAX	0	-1078.3	8.2	2.9	0.613	5.761	28.984
STORY1	C15	08GEX MAX	1.585	-1068.79	8.2	2.9	0.613	2.211	16.101
STORY1	C15	08GEX MAX	3.17	-1059.28	8.2	2.9	0.613	-0.67	3.315
STORY1	C15	08GEX MIN	0	-1416.6	-3	0.39	-0.585	-3.122	-22.71
STORY1	C15	08GEX MIN	1.585	-1407.09	-3	0.39	-0.585	-4.782	-18.01
STORY1	C15	08GEX MIN	3.17	-1397.58	-3	0.39	-0.585	-7.112	-13.4

Exemples d'efforts normal : poteaux 40x50

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY4-2	C15	GQEX MAX	0	-893.75	-13	-11	2.396	-15.55	-17.3
STORY4-2	C15	GQEX MAX	1.33	-885.52	-13	-11	2.396	-0.525	0.855
STORY4-2	C15	GQEX MAX	2.66	-877.29	-13	-11	2.396	20.915	46.89
STORY4-2	C15	GQEX MIN	0	-1084.4	-39	-17	-2.23	-23.97	-56
STORY4-2	C15	GQEX MIN	1.33	-1076.1	-39	-17	-2.23	-2.019	-5
STORY4-2	C15	GQEX MIN	2.66	-1067.9	-39	-17	-2.23	13.516	18.11
STORY4-2	C15	08GEX MAX	0	-569.13	-5	-6	2.372	-8.469	-5.65
STORY4-2	C15	08GEX MAX	1.33	-562.55	-5	-6	2.372	-0.086	1.508
STORY4-2	C15	08GEX MAX	2.66	-555.96	-5	-6	2.372	14.713	36.55
STORY4-2	C15	08GEX MIN	0	-759.75	-30	-12	-2.25	-16.89	-44.4
STORY4-1	C15	GQEX MIN	1.33	-1274	-33	-14	-2.04	-3.886	-10.6
STORY4-1	C15	GQEX MIN	2.66	-1265.8	-33	-14	-2.04	9.257	14.61
STORY4-1	C15	08GEX MAX	0	-665.92	-5	-4.7	2.168	-7.327	-4.78
STORY4-1	C15	08GEX MAX	1.33	-659.34	-5	-4.7	2.168	-0.772	1.457
STORY4-1	C15	08GEX MAX	2.66	-652.75	-5	-4.7	2.168	10.329	25.89
STORY4-1	C15	08GEX MIN	0	-898.6	-26	-9.6	-2.06	-15.27	-42.9
STORY4-1	C15	08GEX MIN	1.33	-892.02	-26	-9.6	-2.06	-2.897	-8.9
STORY4-1	C15	08GEX MIN	2.66	-885.43	-26	-9.6	-2.06	4.933	6.93
STORY4	C15	GQEX MAX	0	-1208.6	-11	-7.1	1.891	-9.887	-10.3
STORY4	C15	GQEX MAX	1.33	-1200.4	-11	-7.1	1.891	0.297	3.99
STORY4	C15	GQEX MAX	2.66	-1192.2	-11	-7.1	1.891	14.012	32.84
STORY4	C15	GQEX MIN	0	-1480.7	-31	-12	-1.77	-17.21	-48.7
STORY4	C15	GQEX MIN	1.33	-1472.5	-31	-12	-1.77	-2.508	-8.27
STORY4	C15	GQEX MIN	2.66	-1464.2	-31	-12	-1.77	8.659	17.65
STORY4	C15	08GEX MAX	0	-765.37	-4	-3.8	1.873	-5.033	-0.91
STORY4	C15	08GEX MAX	1.33	-758.79	-4	-3.8	1.873	0.669	4.66
STORY4	C15	08GEX MAX	2.66	-752.2	-4	-3.8	1.873	9.902	24.77
STORY4	C15	08GEX MIN	0	-1037.5	-24	-8.2	-1.79	-12.35	-39.3

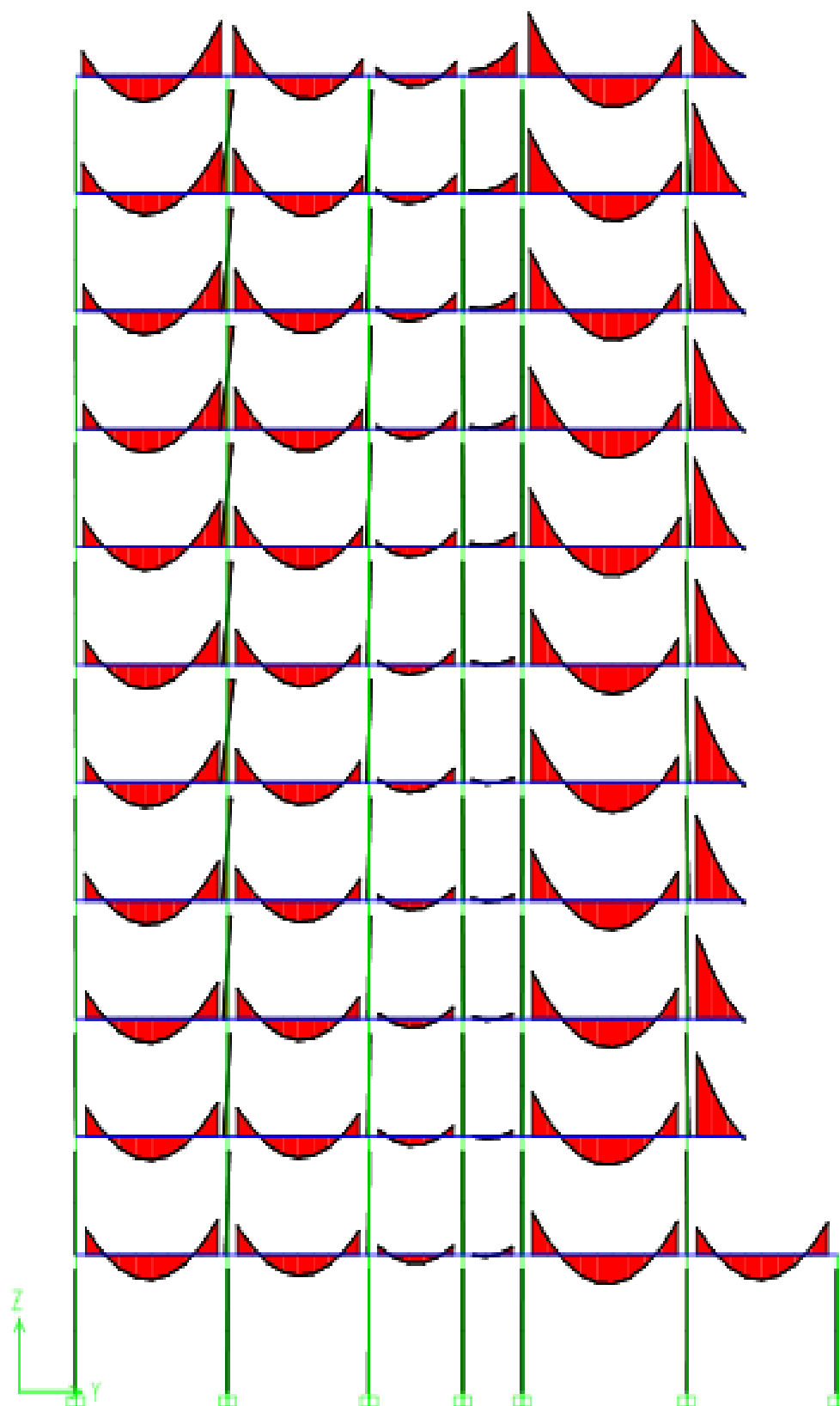


Figure 1 : Digramme de moment à l'ELU PP

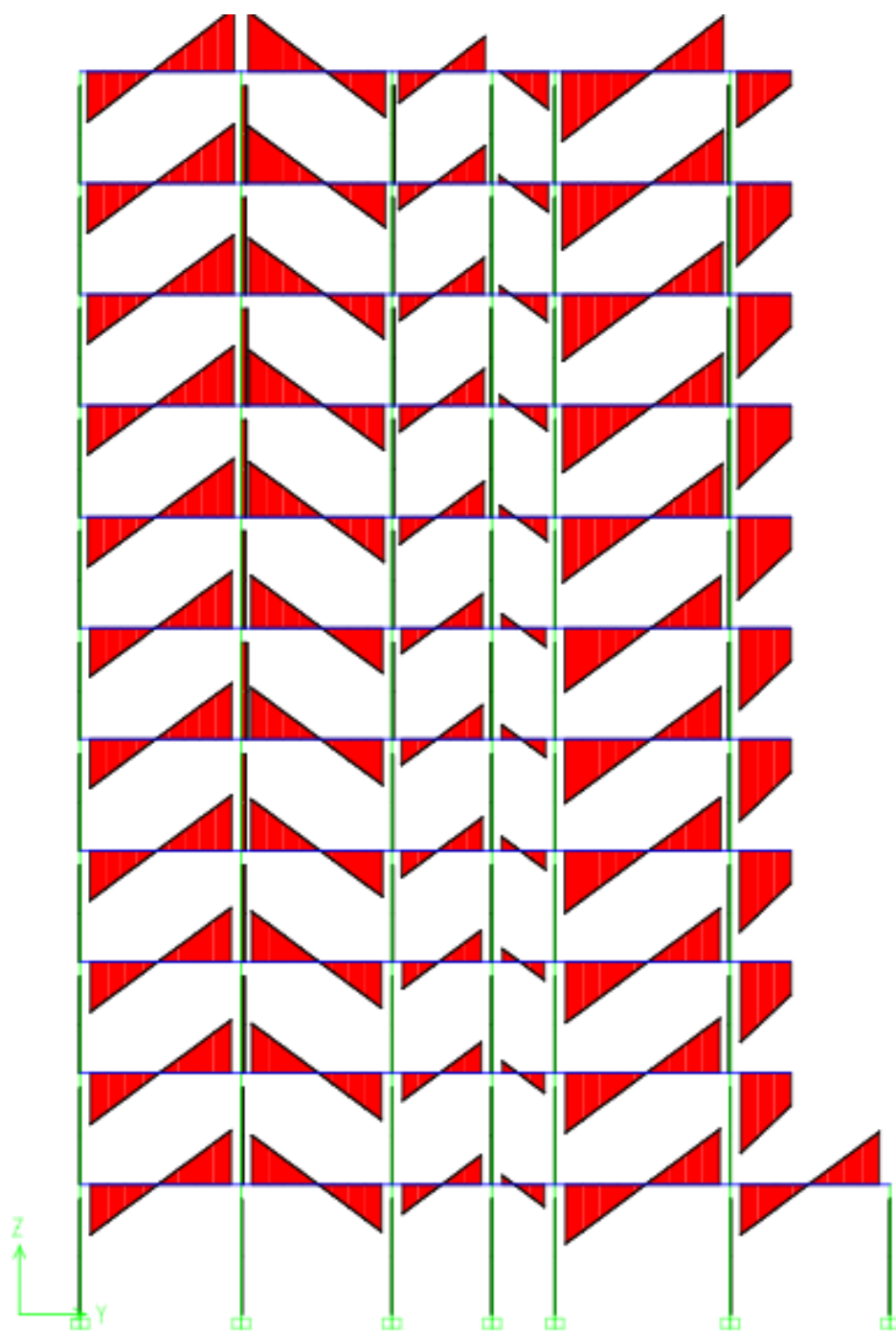


Figure 2 : Digramme des efforts tranchant

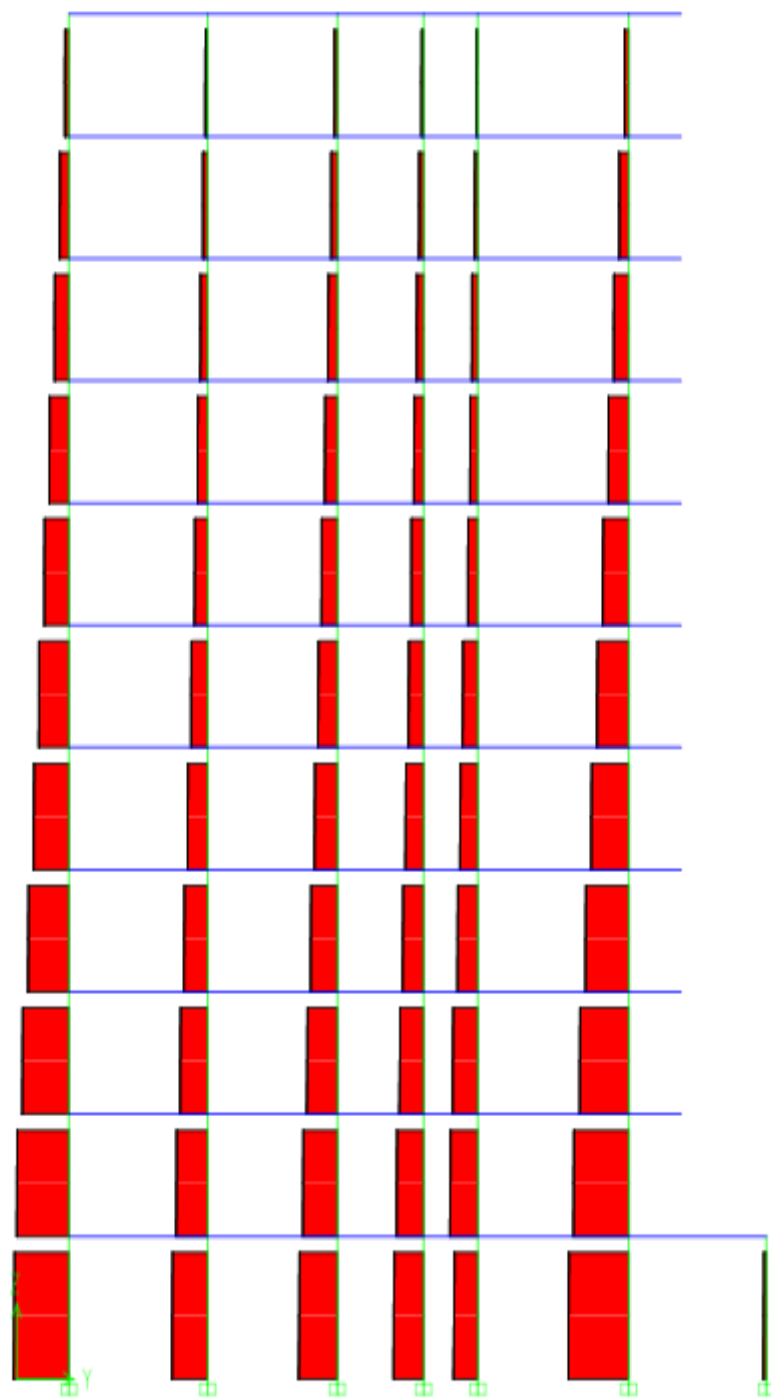


Figure 3 : Digramme des efforts normaux

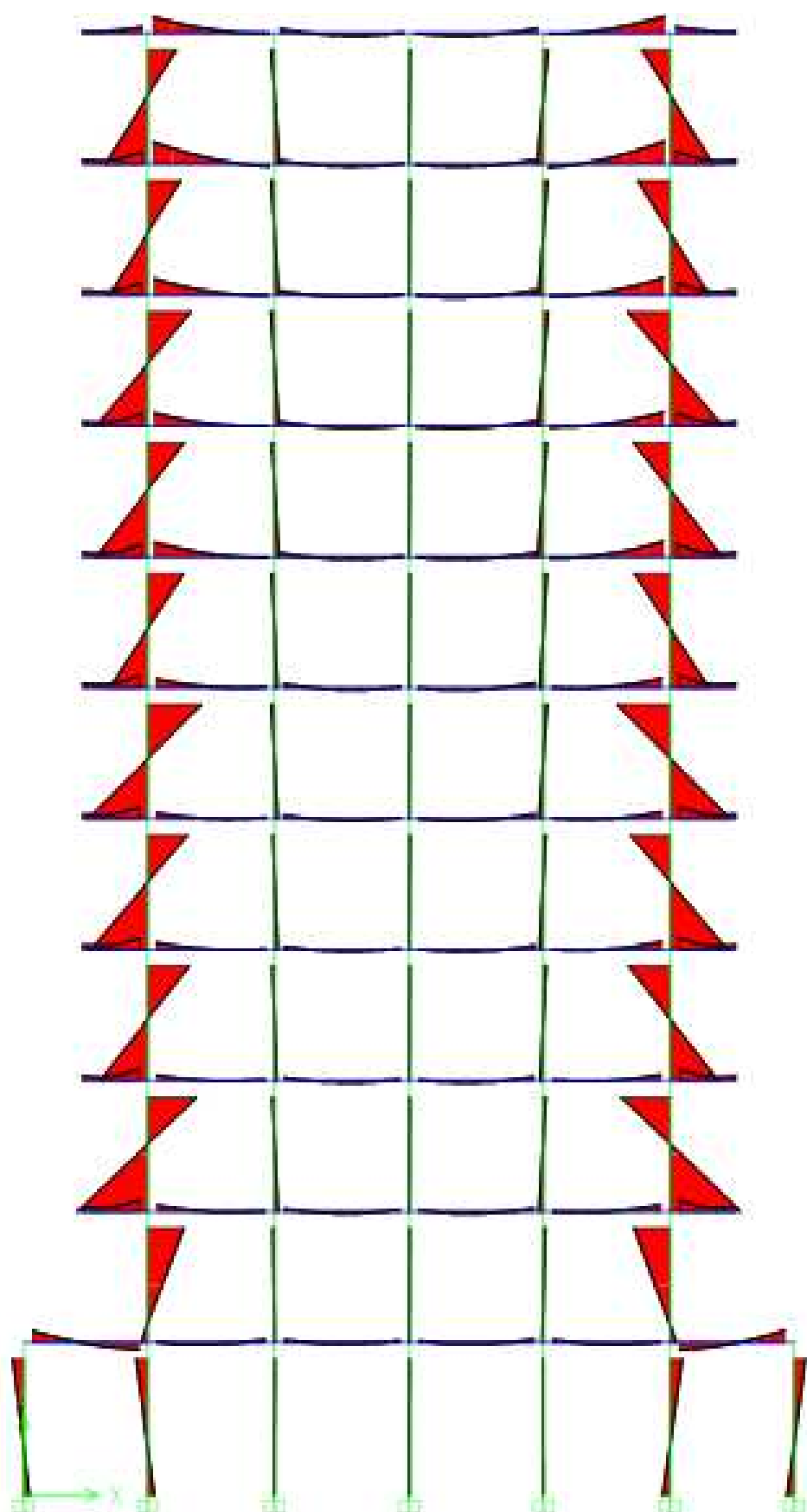


Figure 4 : Digramme des moments à l'ELU PS

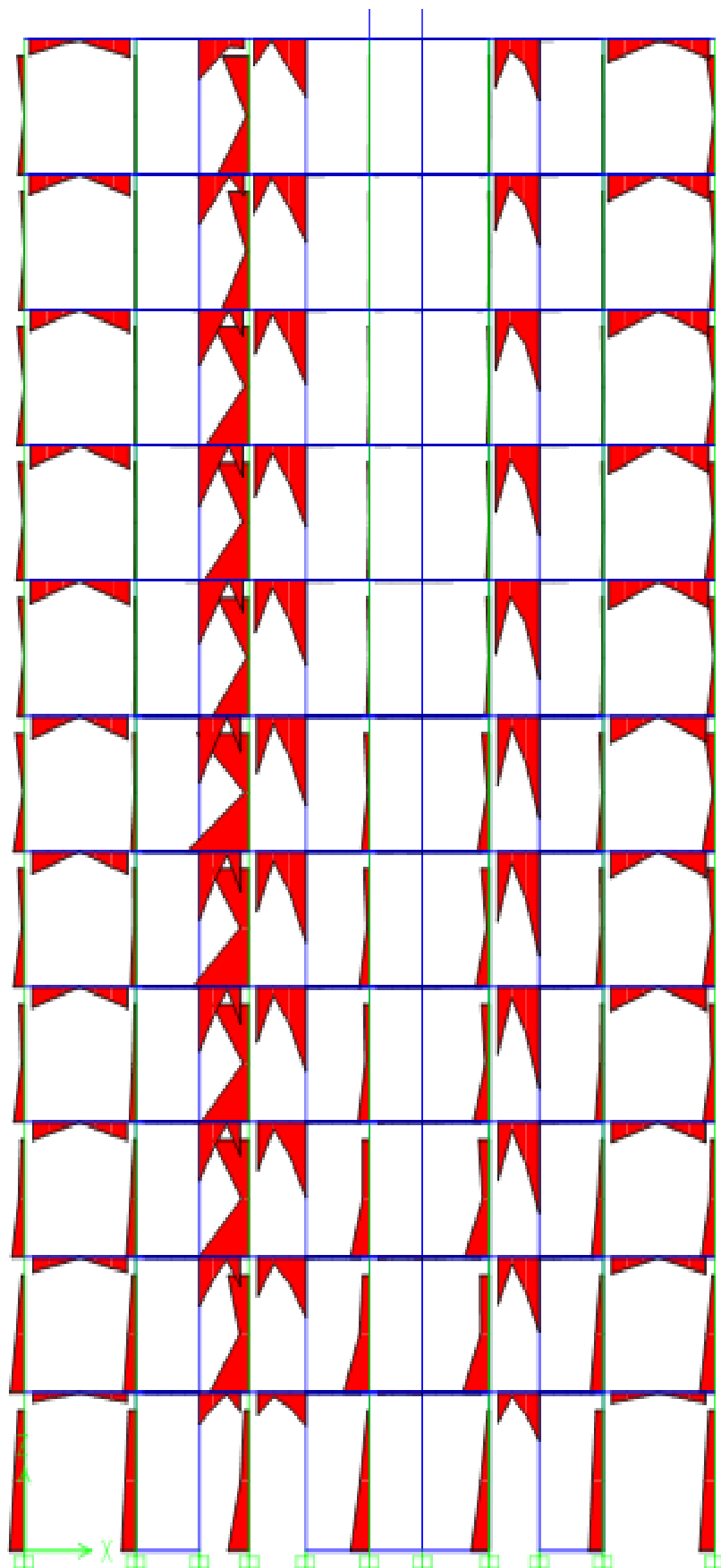


Figure 5 : Digramme des moments PS sous bout de voiles

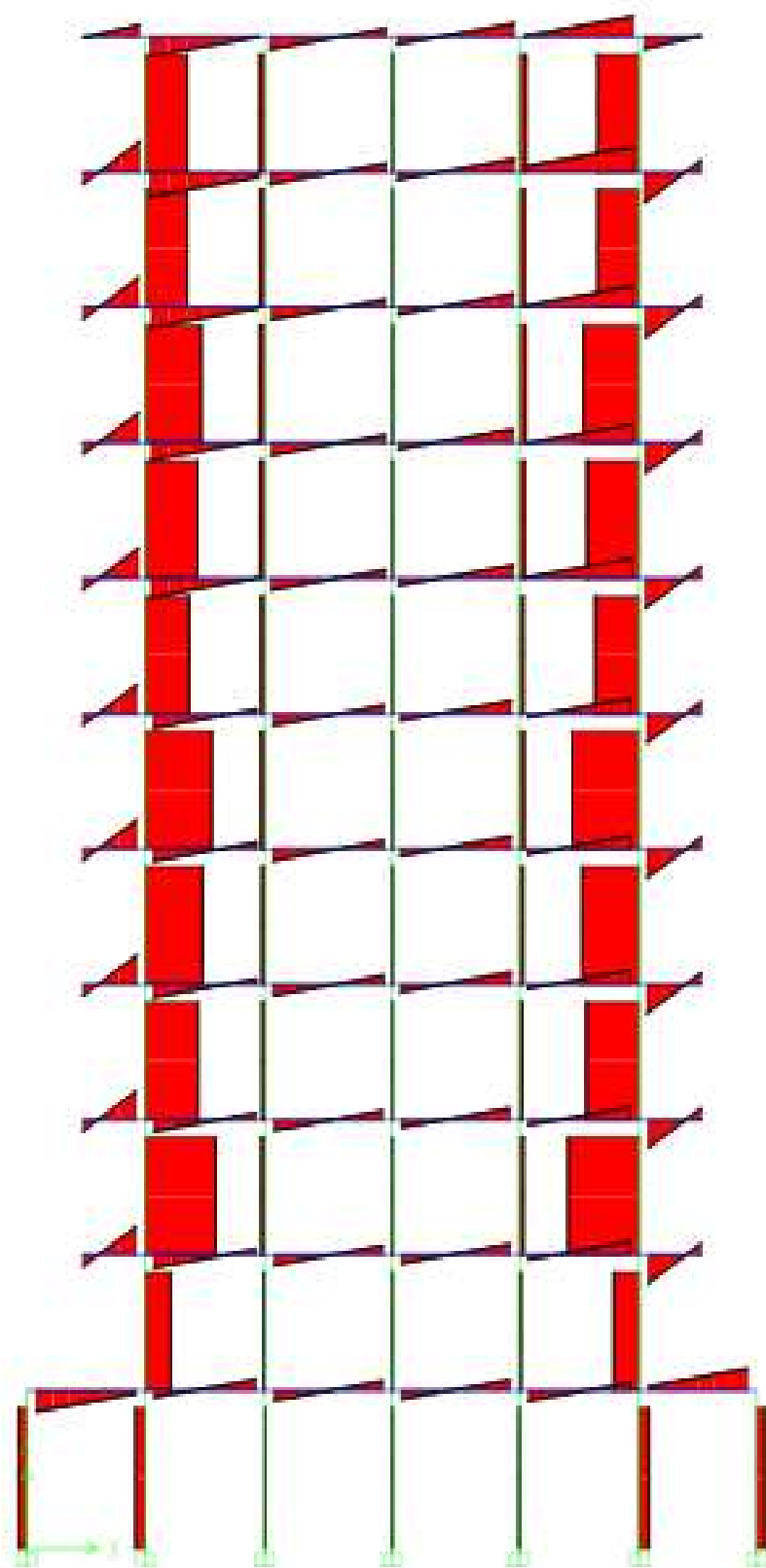


Figure 6 : Digramme des efforts tranchants PS

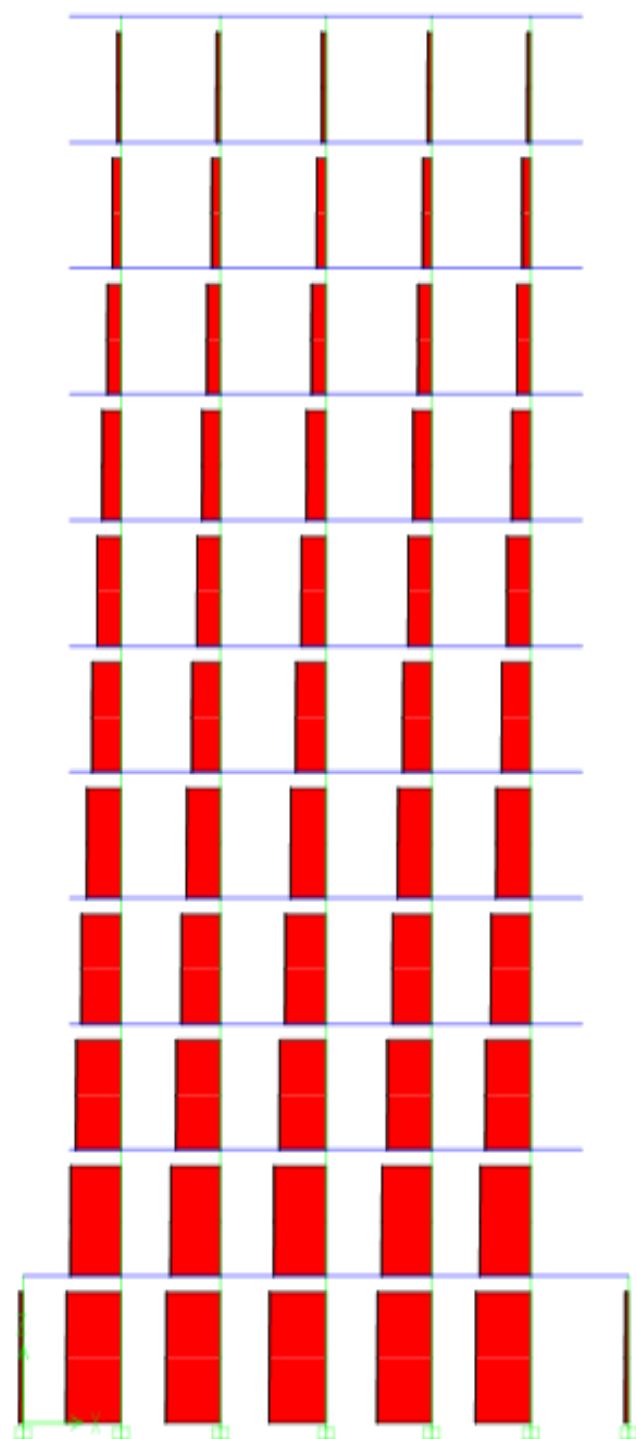


Figure 7 : Digramme des efforts normaux

Exemple de résultat des moments PP Niv 2

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY3	B35	08GEX MAX	0	0	-14.37	0	-0.1	0	0.61
STORY3	B35	08GEX MAX	1	0	-9.79	0	-0.1	0	6.51
STORY3	B35	08GEX MAX	1	0	-5.2	0	-0.1	0	10.2
STORY3	B35	08GEX MAX	2	0	-0.62	0	-0.1	0	11.6
STORY3	B35	08GEX MAX	2	0	3.97	0	-0.1	0	10.8
STORY3	B35	08GEX MAX	3	0	8.55	0	-0.1	0	10.2
STORY3	B35	08GEX MAX	3	0	13.13	0	-0.1	0	8.35
STORY3	B35	08GEX MAX	4	0	17.72	0	-0.1	0	4.22
STORY3	B35	08GEX MAX	4	0	22.3	0	-0.1	0	-2.15
STORY3	B35	08GEX MAX	5	0	26.88	0	-0.1	0	-10.8
STORY3	B35	08GEX MIN	0	0	-21.35	0	-0.6	0	-13.9
STORY3	B35	08GEX MIN	1	0	-16.77	0	-0.6	0	-4.63
STORY3	B35	08GEX MIN	1	0	-12.18	0	-0.6	0	2.45
STORY3	B35	08GEX MIN	2	0	-7.6	0	-0.6	0	7.28
STORY3	B35	08GEX MIN	2	0	-3.01	0	-0.6	0	9.83
STORY3	B35	08GEX MIN	3	0	1.57	0	-0.6	0	7.71
STORY3	B35	08GEY MAX	1	0	-4.98	0	-0.2	0	15.5
STORY3	B35	08GEY MAX	1	0	-0.39	0	-0.2	0	16.8
STORY3	B35	08GEY MAX	2	0	4.19	0	-0.2	0	15.9
STORY3	B35	08GEY MAX	2	0	8.78	0	-0.2	0	12.7
STORY3	B35	08GEY MAX	3	0	13.36	0	-0.2	0	10.6
STORY3	B35	08GEY MAX	3	0	17.94	0	-0.2	0	11.1
STORY3	B144	08GEX MIN	1	0	19.28	0	-1.4	0	-21.4
STORY3	B144	08GEX MIN	1	0	23.74	0	-1.4	0	-34.3
STORY3	B144	08GEY MAX	0	0	13.44	0	5.5	0	-2.17
STORY3	B144	08GEY MAX	0	0	17.89	0	5.5	0	-9.32
STORY3	B144	08GEY MAX	1	0	22.34	0	5.5	0	-18.6
STORY3	B144	08GEY MAX	1	0	26.8	0	5.5	0	-30
STORY3	B144	08GEY MIN	0	0	12.83	0	4.12	0	-2.27
STORY3	B144	08GEY MIN	0	0	17.28	0	4.12	0	-9.7
STORY3	B144	08GEY MIN	1	0	21.73	0	4.12	0	-19.3
STORY3	B144	08GEY MIN	1	0	26.19	0	4.12	0	-30.9
STORY3	B145	08GEX MAX	0	0	-50.82	0	8.98	0	-53.6
STORY3	B145	08GEX MAX	1	0	-42.85	0	8.98	0	-31.3
STORY3	B145	08GEX MAX	1	0	-34.87	0	8.98	0	-12.8
STORY3	B145	08GEX MAX	2	0	-26.9	0	8.98	0	2
STORY3	B145	08GEX MIN	0	0	-51.18	0	-6.4	0	-114.55

Exemple de résultat des moments PS Niv 2

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY3	B93	08GEX MIN	0.25	0	-12.33	0	-0.36	0	-13.759
STORY3	B93	08GEX MIN	0.692	0	-11.54	0	-0.36	0	-8.488
STORY3	B93	08GEX MIN	1.133	0	-10.74	0	-0.36	0	-3.569
STORY3	B93	08GEX MIN	1.575	0	-9.95	0	-0.36	0	0.52
STORY3	B93	08GEX MIN	2.017	0	-9.15	0	-0.36	0	-5.437
STORY3	B93	08GEX MIN	2.458	0	-8.36	0	-0.36	0	-11.745
STORY3	B93	08GEX MIN	2.9	0	-7.56	0	-0.36	0	-18.404
STORY3	B120	GQEX MAX	0.25	0	12.81	0	0.221	0	22.537
STORY3	B120	GQEX MAX	0.733	0	13.9	0	0.221	0	16.08
STORY3	B120	GQEX MAX	1.217	0	14.99	0	0.221	0	9.098
STORY3	B120	GQEX MAX	1.7	0	16.08	0	0.221	0	1.592
STORY3	B120	GQEX MAX	2.183	0	17.16	0	0.221	0	9.39
STORY3	B120	GQEX MAX	2.667	0	18.25	0	0.221	0	17.649
STORY3	B120	GQEX MAX	3.15	0	19.34	0	0.221	0	25.382
STORY3	B120	GQEX MIN	0.25	0	-21.98	0	-0.4	0	-28.901
STORY3	B120	GQEX MIN	0.733	0	-20.89	0	-0.4	0	-18.54
STORY3	B120	GQEX MIN	1.217	0	-19.81	0	-0.4	0	-8.704
STORY3	B120	GQEX MIN	1.7	0	-18.72	0	-0.4	0	0.604
STORY3	B120	GQEX MIN	2.183	0	-17.63	0	-0.4	0	-6.443
STORY3	B120	GQEX MIN	2.667	0	-16.54	0	-0.4	0	-15.002
STORY3	B120	GQEX MIN	3.15	0	-15.46	0	-0.4	0	-24.087
STORY3	B120	08GEX MAX	0.25	0	13.78	0	0.258	0	23.243
STORY3	B120	08GEX MAX	0.733	0	14.65	0	0.258	0	16.372
STORY3	B120	08GEX MAX	1.217	0	15.52	0	0.258	0	9.08
STORY3	B120	08GEX MAX	1.7	0	16.39	0	0.258	0	1.369

Exemple de résultats pour les poteaux RDC

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY1	C2	ELU	0	-2621.04	-5.09	4.1	0.029	3.177	-5.46
STORY1	C2	ELU	1.585	-2605	-5.09	4.1	0.029	-3.32	2.601
STORY1	C2	ELU	3.17	-2588.95	-5.09	4.1	0.029	-9.816	10.662
STORY1	C2	GQEX MAX	0	-1733.28	1.91	4.14	0.54	6.686	22.055
STORY1	C2	GQEX MAX	1.585	-1721.39	1.91	4.14	0.54	1.141	19.072
STORY1	C2	GQEX MAX	3.17	-1709.5	1.91	4.14	0.54	-3.828	16.193
STORY1	C2	GQEX MIN	0	-2071.75	-9.31	1.71	-0.5	-2.187	-30.009
STORY1	C2	GQEX MIN	1.585	-2059.86	-9.31	1.71	-0.5	-5.926	-15.296
STORY1	C2	GQEX MIN	3.17	-2047.97	-9.31	1.71	-0.5	-10.241	-0.688
STORY1	C2	08GEX MAX	0	-1071.96	3.14	2.79	0.533	5.49	23.335
STORY1	C2	08GEX MAX	1.585	-1062.45	3.14	2.79	0.533	2.098	18.414
STORY1	C2	08GEX MAX	3.17	-1052.94	3.14	2.79	0.533	-0.718	13.597
STORY1	C2	08GEX MIN	0	-1410.42	-8.09	0.35	-0.5	-3.383	-28.73
STORY1	C2	08GEX MIN	1.585	-1400.91	-8.09	0.35	-0.5	-4.969	-15.955
STORY1	C2	08GEX MIN	3.17	-1391.4	-8.09	0.35	-0.5	-7.131	-3.284
STORY1	C4	ELU	0	-1165.77	-0.36	3.86	0.029	2.906	0.142

STORY1	C4	ELU	1.585	-1149.72	-0.36	3.86	0.029	-3.214	0.709
STORY1	C4	ELU	3.17	-1133.67	-0.36	3.86	0.029	-9.334	1.276
STORY1	C4	GQEX MAX	0	-542.22	4.67	6.96	0.54	10.285	23.418
STORY1	C4	GQEX MAX	1.585	-530.34	4.67	6.96	0.54	0.228	16.066
STORY1	C4	GQEX MAX	3.17	-518.45	4.67	6.96	0.54	-1.206	8.819
STORY1	C4	GQEX MIN	0	-1156.92	-5.19	-1.49	-0.5	-6.235	-23.219
STORY1	C4	GQEX MIN	1.585	-1145.04	-5.19	-1.49	-0.5	-4.838	-15.044
STORY1	C4	GQEX MIN	3.17	-1133.15	-5.19	-1.49	-0.5	-12.064	-6.973
STORY1	C4	08GEX MAX	0	-271.82	4.76	5.48	0.533	8.96	23.357
STORY1	C4	08GEX MAX	1.585	-262.31	4.76	5.48	0.533	1.235	15.862
STORY1	C4	08GEX MAX	3.17	-252.8	4.76	5.48	0.533	2.132	8.472
STORY1	C4	08GEX MIN	0	-886.52	-5.1	-2.96	-0.5	-7.56	-23.28
STORY1	C4	08GEX MIN	1.585	-877.01	-5.1	-2.96	-0.5	-3.832	-15.248
STORY1	C4	08GEX MIN	3.17	-867.5	-5.1	-2.96	-0.5	-8.725	-7.321
STORY1	C5	ELU	0	-1563.45	-0.51	5.97	0.029	5.313	0.02
STORY1	C5	ELU	1.585	-1547.4	-0.51	5.97	0.029	-4.149	0.831
STORY1	C5	ELU	3.17	-1531.36	-0.51	5.97	0.029	-13.612	1.642
STORY1	C5	GQEX MAX	0	-1063.47	4.34	5.41	0.54	8.738	22.289
STORY1	C5	GQEX MAX	1.585	-1051.59	4.34	5.41	0.54	0.27	15.459
STORY1	C8	08GEX MIN	1.585	-1017.9	-3.74	-6.34	-0.5	-3.312	-15.401
STORY1	C12	GQEX MIN	1.585	-1925.53	-4.74	2.82	-0.5	-4.442	-17.263
STORY1	C12	GQEX MIN	3.17	-1913.64	-4.74	2.82	-0.5	-10.087	-9.928
STORY1	C12	08GEX MAX	0	-1164.94	5.11	3.48	0.533	5.335	25.606
STORY1	C12	08GEX MAX	1.585	-1155.43	5.11	3.48	0.533	-0.075	17.573
STORY1	C12	08GEX MIN	1.585	-1259.44	-4.81	1.17	-0.5	-3.376	-17.365
STORY1	C12	08GEX MIN	3.17	-1249.93	-4.81	1.17	-0.5	-6.403	-9.91
STORY1	C13	ELU	0	-2714.43	0.11	6.36	0.029	5.95	0.545

Exemple de résultats pour le voile GROUPE I RDC

Story	AreaObj	AreaType	AreaElm	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	S22Top	S22Bot
STORY1	W11	Wall	567	81	ELU	Combination	-	-1889	-1897
STORY1	W11	Wall	567	71	ELU	Combination	-	-1591	-1603
STORY1	W11	Wall	567	71	ELU	Combination	-	-1641	-1553
STORY1	W11	Wall	567	81	ELU	Combination	-	-1936	-1850
STORY1	W11	Wall	567	81	GQEX	Combination	Max	-853.9	-810.1
STORY1	W11	Wall	567	71	GQEX	Combination	Max	679	119.4
STORY1	W11	Wall	567	71	GQEX	Combination	Max	388.3	279.9
STORY1	W11	Wall	567	71	GQEY	Combination	Min	-5764	-5709
STORY1	W11	Wall	567	71	GQEY	Combination	Min	-5738	-5735
STORY1	W11	Wall	567	81	GQEY	Combination	Min	-2217	-2166
STORY1	W11	Wall	567	81	08GEX	Combination	Max	-486.7	-443
STORY1	W11	Wall	567	71	08GEX	Combination	Max	980.8	421.2
STORY1	W11	Wall	567	71	08GEX	Combination	Max	699.7	572.2
STORY1	W11	Wall	567	81	08GEX	Combination	Max	-766.5	-681.7
STORY1	W11	Wall	567	81	08GEX	Combination	Min	-1553	-1609
STORY1	W11	Wall	567	71	08GEX	Combination	Min	-2715	-2174
STORY1	W11	Wall	567	71	08GEX	Combination	Min	-2488	-2271
STORY1	W11	Wall	567	81	08GEX	Combination	Min	-1322	-1322
STORY1	W11	Wall	567	81	08GEY	Combination	Max	-214.8	-228.4
STORY1	W11	Wall	567	71	08GEY	Combination	Max	3728	3655
STORY1	W11	Wall	567	71	08GEY	Combination	Max	3638	3744.04
STORY1	W11	Wall	567	81	08GEY	Combination	Max	-248.8	-194.5
STORY1	W11	Wall	567	81	08GEY	Combination	Min	-1825	-1823

Résultats des moments sens Y-Y

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
BASE	B38	ELU	0	0	654.89	0	0	0	568.562
BASE	B38	ELU	0.455	0	548.9	0	0	0	294.7
BASE	B38	ELU	0.91	0	442.92	0	0	0	69.061
BASE	B38	ELU	1.365	0	336.93	0	0	0	-108.354
BASE	B38	ELU	1.82	0	230.94	0	0	0	-237.546
BASE	B38	ELU	2.275	0	124.96	0	0	0	-318.514
BASE	B38	ELU	2.73	0	18.97	0	0	0	-351.258
BASE	B38	ELU	3.185	0	-87.01	0	0	0	-335.779
BASE	B38	ELU	3.64	0	-193	0	0	0	-272.076
BASE	B38	ELU	4.095	0	-298.98	0	0	0	-160.15
BASE	B38	ELU	4.55	0	-404.97	0	0	0	0
BASE	B112	ELU	0	0	534.9	0	0	0	331.38
BASE	B112	ELU	0.5	0	418.44	0	0	0	93.045
BASE	B112	ELU	1	0	301.97	0	0	0	-87.056
BASE	B112	ELU	1.5	0	185.5	0	0	0	-208.922
BASE	B112	ELU	2	0	69.03	0	0	0	-272.555
BASE	B112	ELU	2.5	0	-47.44	0	0	0	-277.954
BASE	B112	ELU	3	0	-163.9	0	0	0	-225.119
BASE	B112	ELU	3.5	0	-280.37	0	0	0	-114.05
BASE	B112	ELU	4	0	-396.84	0	0	0	55.254
BASE	B112	ELU	4.5	0	-513.31	0	0	0	282.791
BASE	B112	ELU	5	0	-629.78	0	0	0	568.562
BASE	B113	ELU	0	0	353.67	0	0	0	331.38
BASE	B113	ELU	0.451	0	248.67	0	0	0	195.629
BASE	B113	ELU	0.901	0	143.67	0	0	0	107.204
BASE	B113	ELU	1.352	0	38.68	0	0	0	66.107
BASE	B113	ELU	1.803	0	-66.32	0	0	0	72.336
BASE	B114	ELU	0	0	394.71	0	0	0	251.239
BASE	B114	ELU	0.475	0	284.06	0	0	0	90.031
BASE	B114	ELU	0.95	0	173.42	0	0	0	-18.62
BASE	B114	ELU	1.425	0	62.77	0	0	0	-74.715
BASE	B114	ELU	1.9	0	-47.87	0	0	0	-78.254
BASE	B114	ELU	2.375	0	-158.52	0	0	0	-29.237
BASE	B114	ELU	2.85	0	-269.16	0	0	0	72.336
BASE	B115	ELU	0	0	441.66	0	0	0	251.239
BASE	B115	ELU	1.91	0	-3.2	0	0	0	-167.447
BASE	B115	ELU	2.387	0	-114.41	0	0	0	-139.373
BASE	B115	ELU	2.865	0	-225.62	0	0	0	-58.199
BASE	B115	ELU	3.342	0	-336.84	0	0	0	76.072
BASE	B115	ELU	3.82	0	-448.05	0	0	0	263.443
BASE	B115	ELU	4.297	0	-559.27	0	0	0	503.911
BASE	B116	ELU	0	0	426.21	0	0	0	0
BASE	B116	ELU	0.46	0	319.06	0	0	0	-171.411
BASE	B116	ELU	0.92	0	211.91	0	0	0	-293.532
BASE	B116	ELU	1.38	0	104.76	0	0	0	-366.364
BASE	B116	ELU	1.84	0	-2.4	0	0	0	-389.907
BASE	B116	ELU	2.3	0	-109.55	0	0	0	-364.16
BASE	B116	ELU	2.76	0	-216.7	0	0	0	-289.124
BASE	B116	ELU	3.22	0	-323.85	0	0	0	-164.799
BASE	B116	ELU	3.68	0	-431	0	0	0	8.815
BASE	B116	ELU	4.14	0	-538.15	0	0	0	231.718
BASE	B116	ELU	4.6	0	-645.3	0	0	0	503.911

Résultats des moments sens X-X

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
BASE	B70	ELU	0	0	359.4	0	0	0	219.167
BASE	B70	ELU	0.457	0	259.19	0	0	0	77.774
BASE	B70	ELU	0.914	0	158.98	0	0	0	-17.808
BASE	B70	ELU	1.371	0	58.77	0	0	0	-67.58
BASE	B70	ELU	1.829	0	-41.44	0	0	0	-71.54
BASE	B70	ELU	2.286	0	-141.7	0	0	0	-29.689
BASE	B71	ELU	1.943	0	-61.43	0	0	0	-102.93
BASE	B71	ELU	2.429	0	-167.9	0	0	0	-47.237
BASE	B71	ELU	2.914	0	-274.4	0	0	0	60.176
BASE	B71	ELU	3.4	0	-380.9	0	0	0	219.305
BASE	B72	ELU	0	0	380.86	0	0	0	219.305
BASE	B72	ELU	0.486	0	274.38	0	0	0	60.176
BASE	B72	ELU	0.971	0	167.91	0	0	0	-47.237
BASE	B72	ELU	1.457	0	61.43	0	0	0	-102.93
BASE	B72	ELU	1.943	0	-45.04	0	0	0	-106.91
BASE	B72	ELU	2.429	0	-151.5	0	0	0	-59.176
BASE	B73	ELU	0.914	0	141.65	0	0	0	-29.689
BASE	B73	ELU	1.371	0	41.44	0	0	0	-71.54
BASE	B73	ELU	1.829	0	-58.77	0	0	0	-67.58
BASE	B73	ELU	2.286	0	-159	0	0	0	-17.808
BASE	B73	ELU	2.743	0	-259.2	0	0	0	77.774
BASE	B73	ELU	3.2	0	-359.4	0	0	0	219.167
BASE	B74	ELU	0	0	414.84	0	0	0	219.167
BASE	B74	ELU	0.45	0	316.19	0	0	0	54.686
BASE	B74	ELU	0.9	0	217.55	0	0	0	-65.405
BASE	B74	ELU	1.35	0	118.9	0	0	0	-141.11
BASE	B74	ELU	1.8	0	20.25	0	0	0	-172.42
BASE	B74	ELU	2.25	0	-78.39	0	0	0	-159.33
BASE	B74	ELU	2.7	0	-177	0	0	0	-101.86
BASE	B74	ELU	3.15	0	-275.7	0	0	0	0
BASE	B75	ELU	0	0	275.68	0	0	0	0
BASE	B75	ELU	0.45	0	177.04	0	0	0	-101.86
BASE	B75	ELU	0.9	0	78.39	0	0	0	-159.33
BASE	B75	ELU	1.35	0	-20.25	0	0	0	-172.42
BASE	B75	ELU	1.8	0	-118.9	0	0	0	-141.11
BASE	B75	ELU	2.25	0	-217.6	0	0	0	-65.405
BASE	B75	ELU	2.7	0	-316.2	0	0	0	54.686
BASE	B75	ELU	3.15	0	-414.8	0	0	0	219.167