



Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

MEMOIRE

En vue de l'obtention du diplôme de Master professionnel

Spécialité: Génie Civil

Option : **Construction civile et industrielle**

Thème :

Etude d'un bâtiment R+14 plus un sous-sol
à usage d'habitation

Présenté

Par M^r MOUFFOK Toufik
M^r MESSAOUDI Juba
M^r MECHIAH Mohamed

Dirigé

Par M^r MEGHLAT

Dédicaces

*A toute nos familles, nos parents, nos frères et sœurs
& à tous nos ami(e)s et proches*

Remerciements

Ce mémoire est l'aboutissement de plusieurs mois de travail, Qu'ils nous soit permis d'exprimer ici toute notre gratitude et notre reconnaissance envers toutes les personnes qui ont apporté soutien et conseils tout au long de ce travail.

Nous remercions chaleureusement nos parents pour leur soutien tout au long de notre cursus universitaire, et nous avoir aidé à ne jamais baisser les bras et à surmonter les difficultés que la vie nous réserve.

Nous adressons aussi un grand merci à *M^rMEGLAT*, pour son aide tout au long de notre travail, pour ses conseils avisés et sa disponibilité.

Bien sûr, atteindre ces objectifs n'aurait pas été possible sans l'aide de tous nos camarades *MOUFFOK Massinissa, AMARI Belkacem, BOUDAOU D Laziz* qui nous ont, à maintes reprises redonné du courage.

Sommaire

Introduction

Chapitre 1 : Présentation et description de l'ouvrage	p1-10
Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments	p11-24
Chapitre 3 : Calcul des éléments non structuraux	p25-113
3.1- Acrotère	p25-29
3.2-Planchers	P30-64
3.3-Porte à faux	p65-70
3.4-Escalier	p71-95
3.5-Poutre palier	p96-107
3.6-Dalles pleine de la salle machine	p108-113
Chapitre 4 : Etude du contreventement	p114-141
Chapitre 5 : Modélisation de la structure	p142-152
Chapitre 6 : Vérification des exigences du RPA	p153-163
Chapitre 7 : Résultat d'étude aux chargements	p164-186
Chapitre 8 : Ferrailage des éléments structuraux	p187-240
8.1- Les poteaux	p187-206
8.2- Les poutres	p207-219
8.3- Les voiles	p220-239
8.4- Les linteaux	p240-250
Chapitre 9 : Etude de l'infrastructure	p251-271
Chapitre 10 : Etude du voile périphérique	p272-280
Chapitre 11 : Plans d'exécution	

Conclusion

Bibliographie

INTRODUCTION

Durant des années notre pays a été victime d'une urbanisation anarchique, celle-ci a été l'une des principales causes de la prolifération des malfaçons dans le domaine du bâtiment, mais après avoir subi de nombreux séismes dévastateurs notamment celui (du 21 mai 2003) qui secoué les régions d'Alger et de Boumerdes, les normes de sécurité sont devenues de plus en plus strictes, maintenant le facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres, sans oublier le facteur économie qui dépend de la capacité de l'ingénieur à réaliser un bon pré dimensionnement, et à optimiser l'usage des matériaux de construction et à implanter judicieusement sa structure.

Dans ce qui suit nous allons étudier un bâtiment (R+14 plus un sous-sol) à usage d'habitation avec un contreventement mixte (portique + voiles).

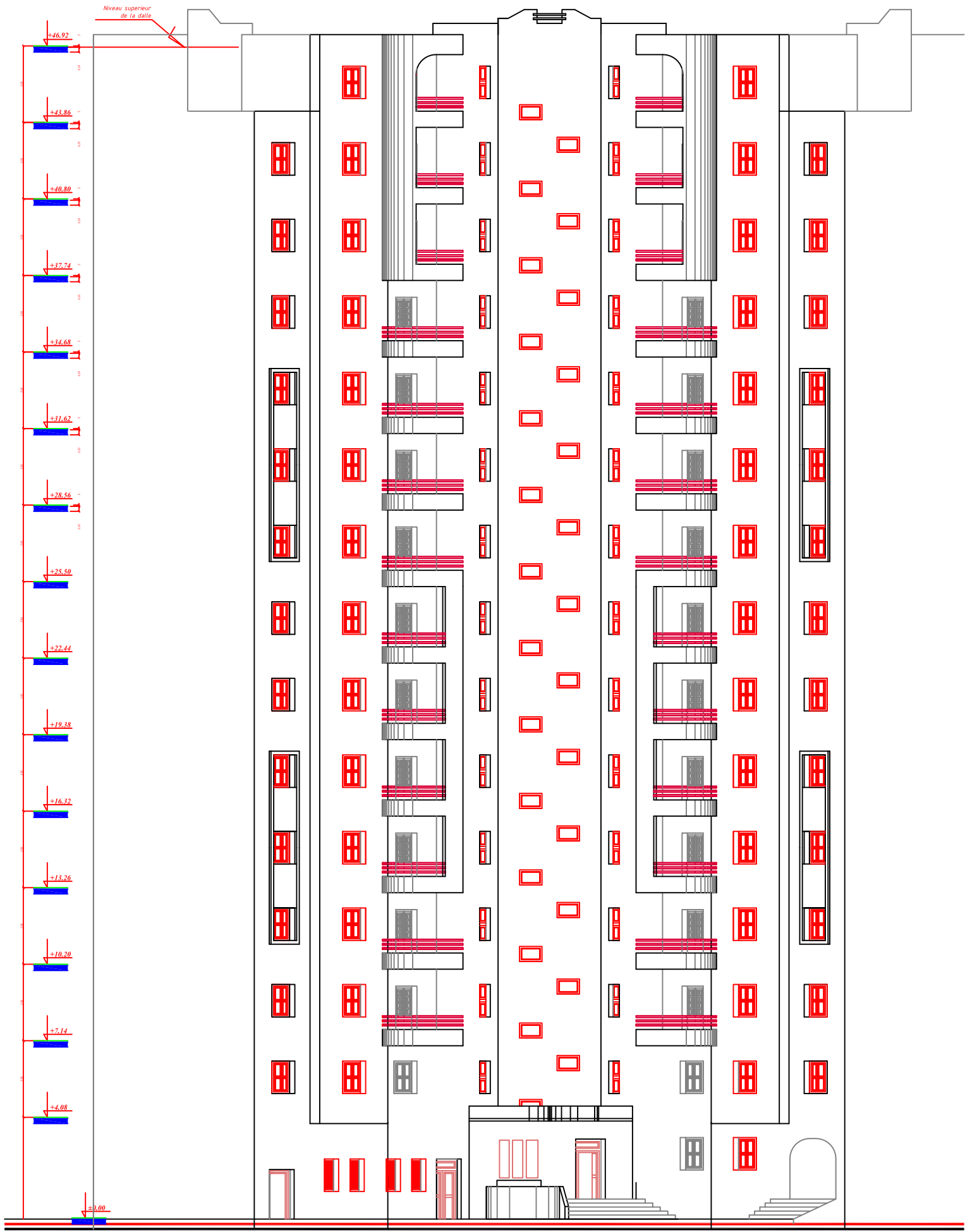
Notre travail sera subdivisé en trois grandes parties :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillements des différents éléments secondaires (acrotère, escalieretc.).

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants :

- Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure
- Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des de l'infrastructure.



1. Présentation du projet

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation faisant partie d'un programme AADL. La structure est en R+14 +S/S implantée à Tademaït dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99/version 2003).

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueurs, à savoir ;

- Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99, modifié en 2003)..... [1]
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limite (BAEL 91) [2]

1-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- ✓ Largeur en plan ----- 31,20 m
- ✓ Longueur en plan ----- 31,20m
- ✓ Hauteur du sous-sol ----- 4.08m
- ✓ Hauteur du RDC ----- 4.08 m
- ✓ Hauteur étage courant ----- 3.06m
- ✓ Hauteur totale -----. 51.00m

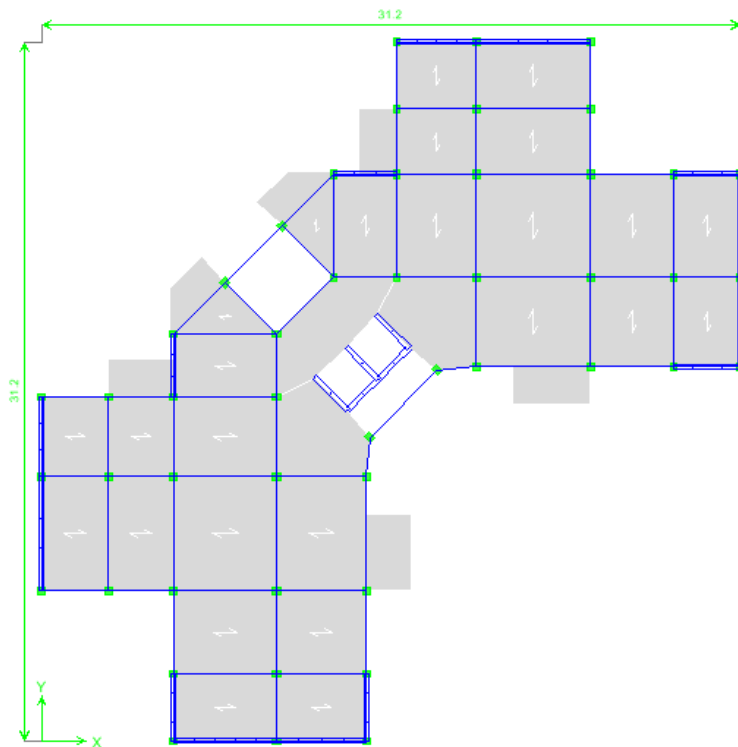


Figure1: Vue en plan de l'étage courant

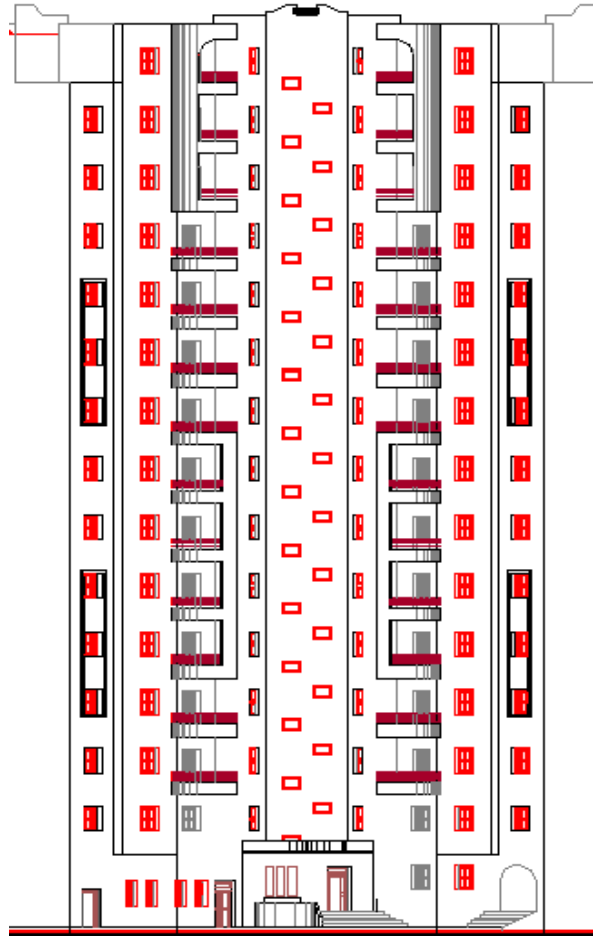


Figure2 : Vue du bâtiment en élévation

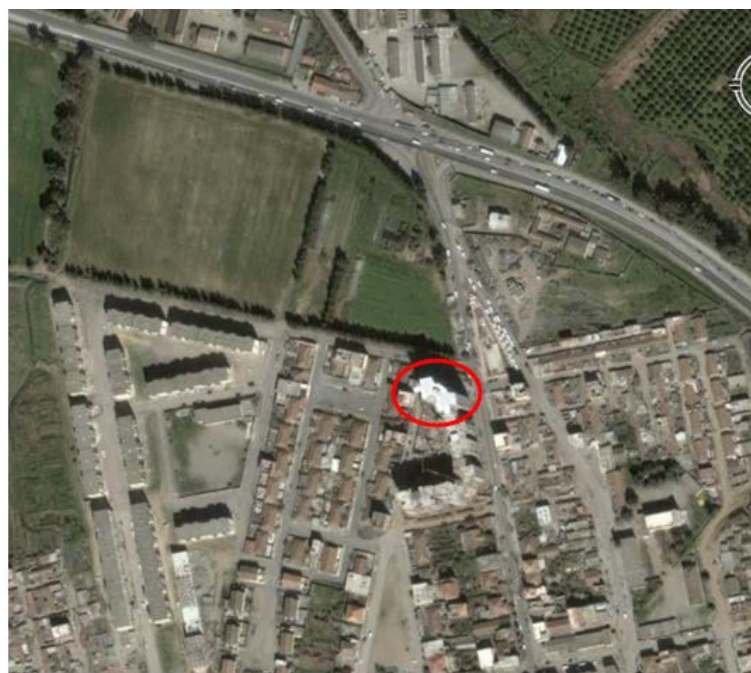


Figure3 : vue satellite de notre projet

2- Eléments de la structure :

2.1- Ossature :

Le bâtiment est composé de poteaux et de poutres formant un système de portiques qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales ; et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

2.2- Planchers

a- Plancher à corps creux

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages.

Leur rôle principal est :

- ✓ la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement ;
- ✓ la résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages ;
- ✓ l'isolation thermique et phonique ;
- ✓ support des plafonds et revêtements ;

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

b- Dalles pleins en béton armé

Des dalles pleins sont prévues dans les balcons, et dans les palies de repos des escaliers

2.3- Maçonnerie

Le bâtiment est réalisé d'un remplissage en maçonnerie non rigide.

La maçonnerie sera exécutée en brique creuse :

- **A/ Murs extérieurs :** à double cloison
 - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur
 - L'âme d'air de 5cm d'épaisseur
 - Brique creuse de 10cm d'épaisseur

- **B/Murs intérieurs :**

Ils sont constitués de brique creuse de 10cm d'épaisseur.

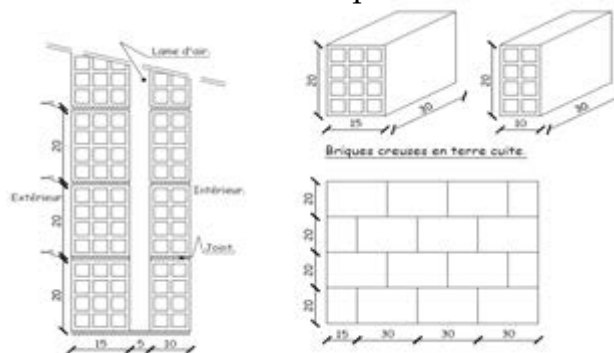


Figure 4 : Echantillons de maçonnerie

2.4- Revêtements :

Ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.
- Carreaux en Grés-Céram pour les sols.
- Faïence pour les murs des cuisines et les salles d'eau.
- Caillages pour les escaliers et les plancher.

2.5- Les enduits :

On désigne par enduit un produit plus au moins pâteux destiné à recouvrir tout ou partie d'une surface (verticale ou horizontale) d'une manière uniforme, en vue de réaliser une ou

Plusieurs des actions suivantes :

- Imperméabilisation.
- Etanchéité.
- Finition.

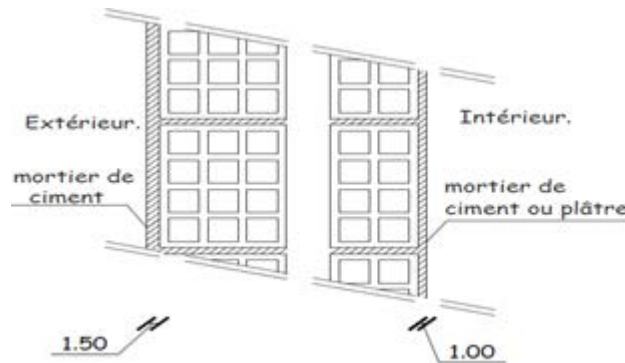


Figure5 : les enduits extérieurs et intérieurs

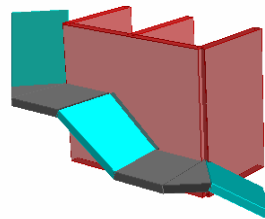
2.6 - Escaliers :

L'ouvrage est muni de deux types d'escalier :

- Escalier droit à deux volées adjacentes
- Escalier balancé



Escalier droit



Escalier balancé

2.7- Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur qui assure l'accès à tous les étages, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

2.8- Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quant aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

2.9- Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres.

3- Caractéristiques physique et mécanique des matériaux :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA99 version (RPA99 version 2003) ainsi que aux règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

3.1- Le Béton

Le béton est un mélange optimal des agrégats. Il est fabriqué suivant une étude ou composition par laboratoire. Il est constitué par le mélange de :

- liant (ciments artificiels) CJ325
- granulats (sables, gravillons, graviers...)
- l'eau de gâchage.
- Eventuellement des adjuvants (plastifiant, hydrofuge,...)

Il sera dosé à 350Kg/M³ de ciment portland artificiel (CPJ).

ⓐ Résistance caractéristique à la compression f_{ci}

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

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

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

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

La variabilité $V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton a la compression est égale a :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - kS$$

♦ k : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64

Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de f_{c28} =25 MPa.

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

Pour $j \leq 28$ jours, elle est déterminée est calculée comme

suit: **(BAEL91/A.2.1,11)...**[2]

$$\left. \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \quad \xrightarrow{\text{pour}} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa,} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \quad \xrightarrow{\text{pour}} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{cases} \right\} \rightarrow \text{(BAEL91/A.2.1,11).}$$

② 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 :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow \text{(BAEL91/A.2.1,12).....} [3]$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

③ Contraintes limites du béton

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

3.2- Contrainte de compression

❖ A l'Etat limite ultime [ELU]

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous **(BAEL91/A4.3, 41).....** [2]

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

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 dès 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 $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 18.48 \text{ [MPa]}$

❖ Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU

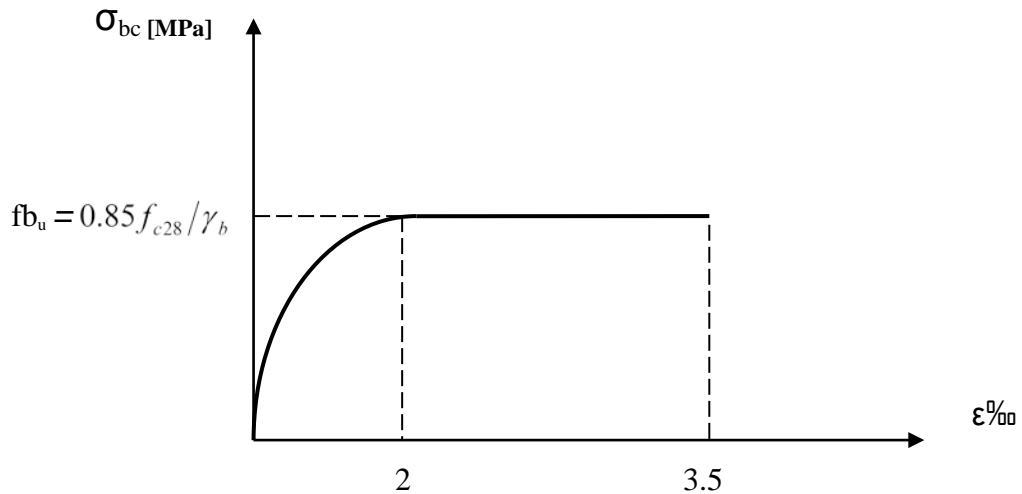


Figure6 : Diagramme de déformation du béton

❖ A l'Etat limite de service [ELS] : (BAEL91/A.4.5,2)..... [2]

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

Donc : La contrainte de compression a l'ELS est égale a

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa$$

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

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P. N}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F.T.P}$$

④ Module d'élasticité longitudinal

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

3.4- Module d'élasticité instantané du béton [BAEL/ A2.1, 21][2]

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

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

Pour $f_{c28} = 25 [MPa] \rightarrow E_{i28} = 32164.20 [MPa].$

3.5- 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 $E_{v28} = 10819 \text{ [MPa]}$.

⑤ Module d'élasticité transversal : [BAEL91/A.2.1,3]

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

- ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \longrightarrow A \text{ l' } ELU, \\ \nu = 0,2 \longrightarrow A \text{ l' } ELS. \end{cases}$

⑥ Coefficient de poisson [BAEL/A2.1, 3]..... [2]

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service.
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime.

4- 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.

① Module de déformation longitudinal

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

4- Contraintes limites

❖ **A l'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3].....[2]**

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

- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité.
- γ_s : Coefficient de sécurité.
- $\gamma_s=1,15$ situation courante
- $\gamma_s=1,00$ situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ Mpa}$

4.1- A L'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3].....[2]

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 :

4.2- Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32].....[2]

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.

4.3- Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33].....[2]

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\}$$

4.4- Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34]..... [2]

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 :

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

η : Est le coefficient de fissuration: $\eta = 1$ pour les RL,

$\eta = 1.6$ pour les HA ($\phi \geq 6$ mm)

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

③ **Diagramme de contrainte déformation de l'acier**

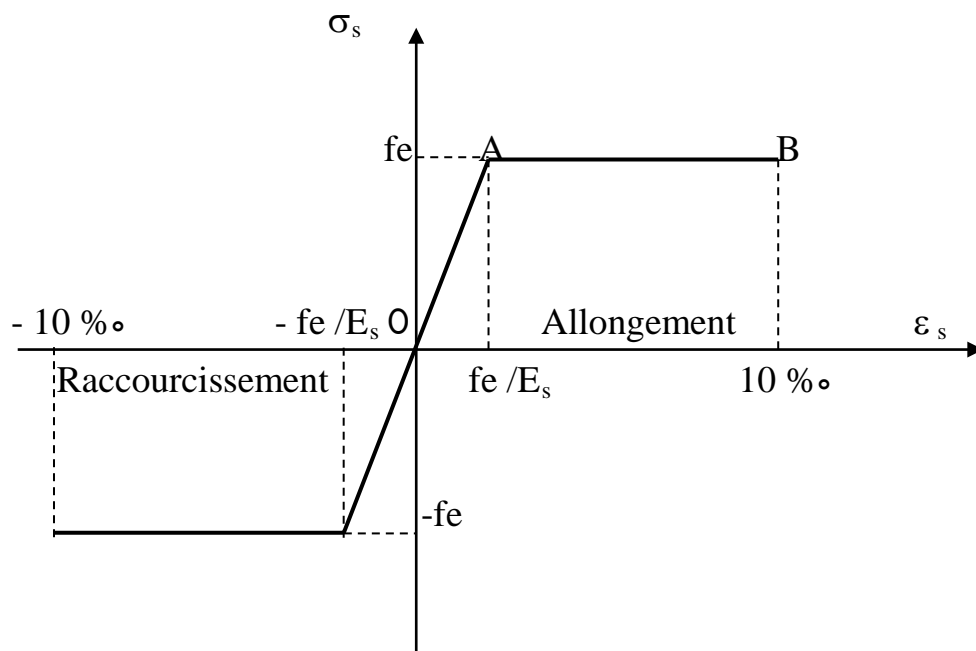


Figure7: Diagramme de déformation de l'acier

4.5- Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.] [2]

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 :

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

Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure: poteaux, poutres et voiles, passe impérativement par un pré-dimensionnement. Il se fait selon les règles parasismiques Algérienne (RPA99 /2003) et les normes techniques, c'est-à-dire les conditions de résistances et de flèche. Dans ce présent chapitre on pré dimensionne les différents éléments tel que les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

1-Predimensionnement du plancher :

a) plancher a corps creux :

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriqués disposées suivant la petite portée. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

h_t : Epaisseur du plancher

L_{max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas nous avons

$L_{max} = 430 \text{ cm}$

$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{430}{22,5} \geq 19.11 \text{ cm}$

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

Epaisseur du corps creux =16cm

Epaisseur de la dalle de compression =4cm

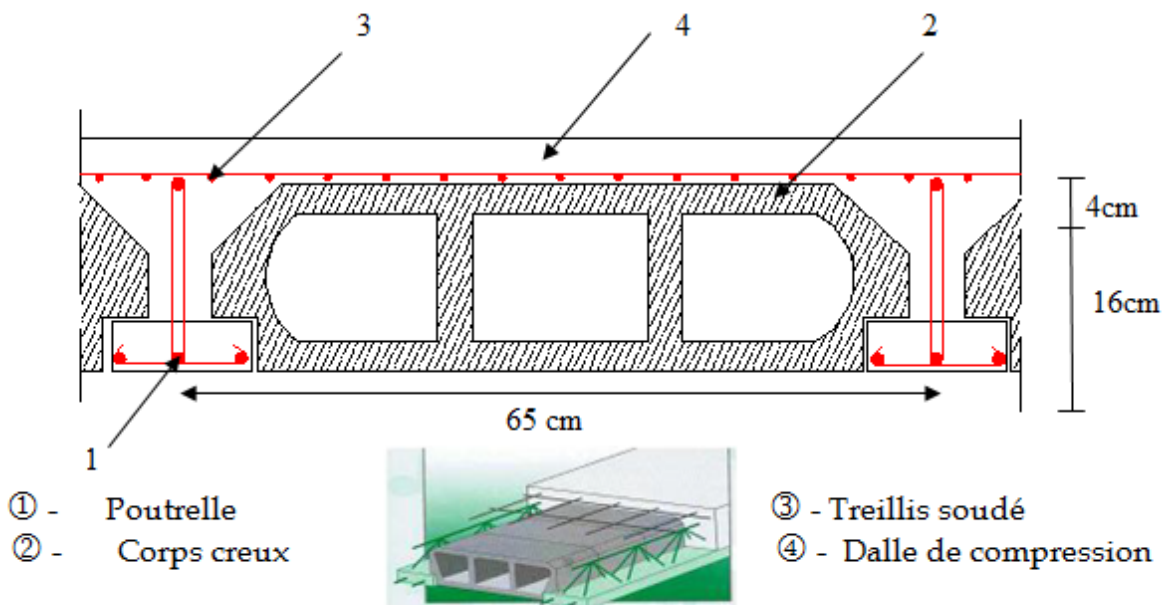


Figure1 : Coupe verticale du plancher

b) Plancher en dalles pleines :

Ces dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique, et sa flèche.

b.1-Condition de la résistance à la flexion :

Panneau rectangulaire portant dans les deux sens : $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

- Panneau rectangulaire isolé : $e \geq L_x / 30$
- Panneau rectangulaire continue : $e \geq L_x / 40$

Panneau rectangulaire portant dans un seul sens : $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$

- Panneau rectangulaire isolé : $e \geq L_x / 20$
- Panneau rectangulaire continue : $e \geq L_x / 25$

NB : L_x est la petite portée du panneau le plus sollicité

Etude du 1^{er} cas :

Donné : $L_x = 2.44 \text{ m}$ $\frac{L_x}{L_y} = \frac{2.44}{7.67} = 0.31$ $\frac{L_x}{L_y} = 0.31 \leq 0.4$
 $L_y = 7.67 \text{ m}$

Donc nous avons un panneau de dalle isolé portant dans **un seul sens** son épaisseur est déterminé comme suit :

$e = \frac{L_x}{20} = \frac{244}{20} = 12.20 \text{ cm}$ **$e = 15 \text{ cm}$**

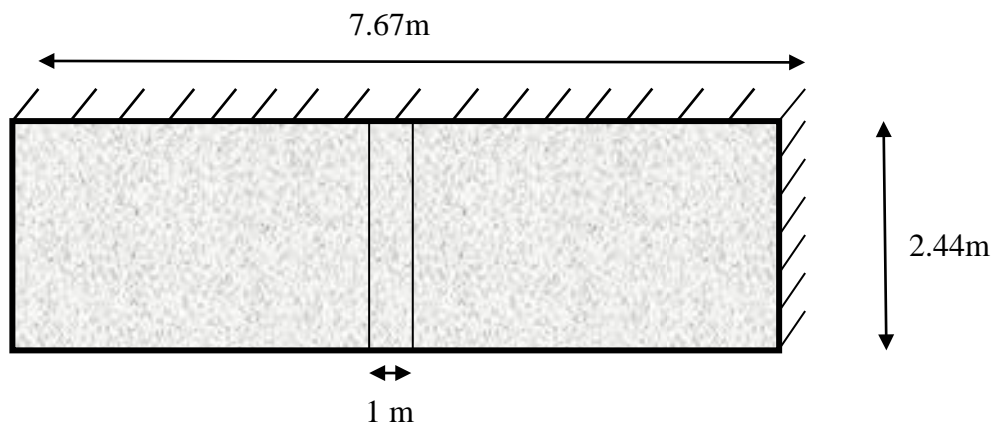


Figure2 : panneaux de dalle portant suivant un seul sens

Etude du 2^{eme} cas :

Donné $L_x=2.90\text{m}$ $\frac{L_x}{L_y} = \frac{2.90}{3.70} = 0.78$ $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.78 \leq 1$
 $L_y=3.70\text{m}$

Donc nous avons un panneau de dalle isolé portant dans **les deux sens** sont épaisseur est déterminée comme suit :

$$e = \frac{L_x}{30} = \frac{290}{30} = 9.66 \text{ cm} \quad \mathbf{e = 15 \text{ cm}}$$

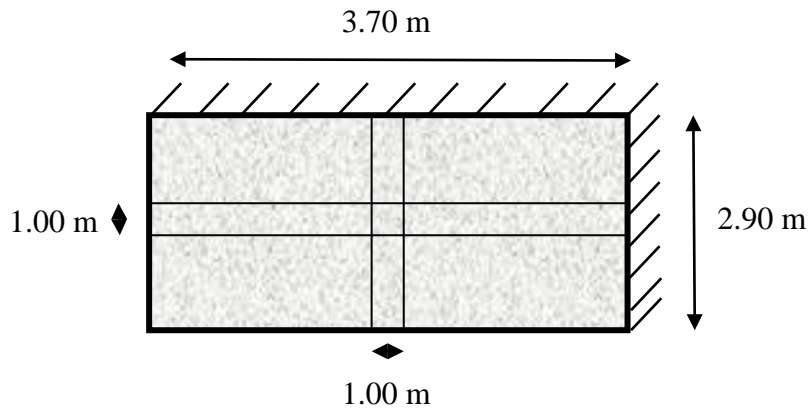


Figure3 : panneau de dalle portant suivant deux sens

Etude du 3^{eme} cas (la salle machine) :

Donné $L_x=3.75\text{m}$ $\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.75}{4.70} = 0.79$ $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.79 \leq 1$
 $L_y=4.70\text{m}$

Donc nous avons un panneau de dalle isolé portant dans **les deux sens** sont épaisseur est déterminée comme suit :

$$e = \frac{L_x}{30} = \frac{375}{30} = 12.50 \text{ cm}$$

b-2 Etude aux feux :

Notre structure est compartimentée en coupe-feu de 2 heures.

D'où : $e = 11\text{cm}$

Donc on optera pour une épaisseur : **$e = 15\text{cm}$**

2- Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé ; qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles),elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments. Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, elles doivent respectées les conditions suivantes :

h : hauteur de la poutre
b : largeur de la poutre
L : portée maximum

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ $0.4h \leq b \leq 0.7h$

2.1- Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci. Leur dimensionnement ce fera on considérants la portée maximale.

$L_{\max}=5.10m$	$\frac{5.10}{15} \leq h_t \leq \frac{5.10}{10}$	$34 \leq h \leq 51$	h = 40 cm
	$0.4h \leq b \leq 0.7h$	$18 \leq b \leq 31.5$	b= 30 cm

2.2- Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elles assurent le chaînage et la transmissions des efforts aux poutres porteuses.

$L_{\max}=4.60 m$	$\frac{4.60}{15} \leq h_t \leq \frac{4.60}{10}$	$30.66 \leq h \leq 46$	h = 35 cm
	$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$	$16 \leq b \leq 28$	b = 25cm

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1)..... [2]

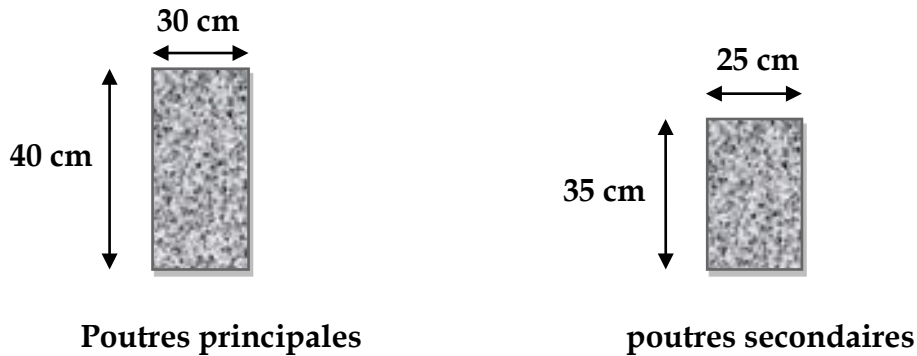
$b \geq 20 cm ; h \geq 30 cm ; h/b < 4$

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
h ≥ 30 cm	40cm	35cm	Vérifiée
b ≥ 20 cm	30cm	25cm	Vérifiée
h/b ≤ 4	15	1.4	Vérifiée

Conclusion : Les sections adoptées sont :

Poutres principales (40 x 30) cm²

Poutres secondaire (35 x 25) cm²



3- Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales, et d'autre part à reprendre les charges verticales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'Article 7.7.1./RPA99 ver 2003

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4e$.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, **l'épaisseur minimale est de 15 cm.**

L : porté du voile.

$a(e)$: épaisseur du voile

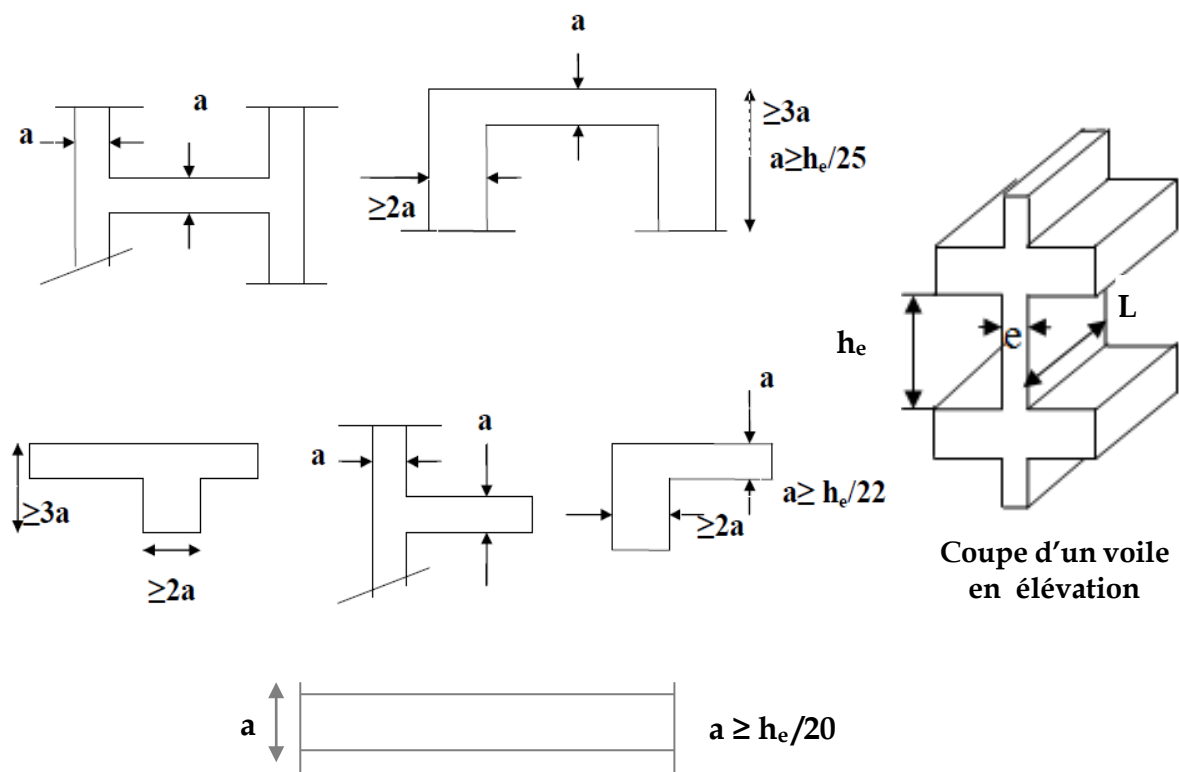


Figure4 : Coupe de voiles en plan

3.1- Épaisseur de nos voiles :

$$e = h_e / 20 \quad h_e = h_{\text{etage}} - h_{\text{poutre}}$$

	RDC	Etage courant
Hauteur (h_e) cm	373	271
Épaisseur (e) cm	18.65	13.55

Conclusion : L'épaisseur adoptée pour les voiles est de **20 cm**.

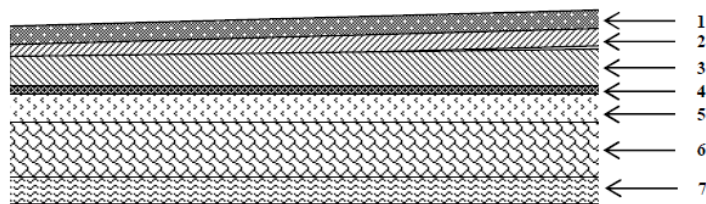
Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L_{\min} \geq 4 \times a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$.

$$L_{\min} = 280 \text{ cm} \geq 80 \text{ cm} \text{ donc la condition est satisfaite}$$

4- Détermination des charges et surcharges

4.1- Charges permanentes (G) :

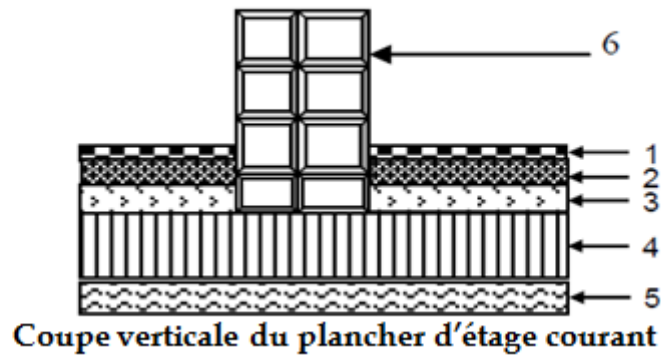
a- Plancher terrasse :



Coupe verticale du plancher terrasse

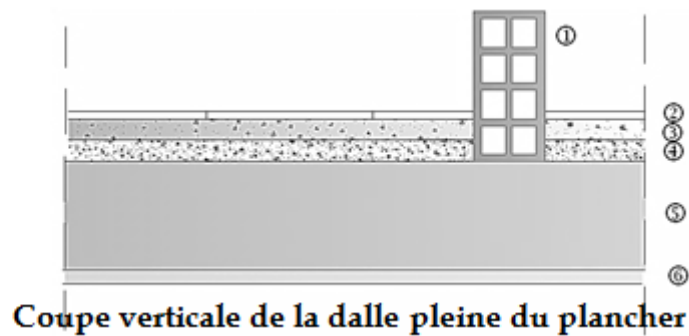
N°	couche	Épaisseur (cm)	Poids surfacique réel (KN/m ²) pour 1 cm d'épaisseur	G (KN/m ²)
01	Couche de gravillon	5	0.20	1
02	Étanchéité multi couche	2	0.06	0.12
03	Forme de pente en béton	4	0.20	0.80
04	Isolation thermique (liège)	0.2	/	0.16
05	Feuille de polyane	4	/	0.01
06	Plancher à corps creux	20	/	2.85
07	Enduit en plâtre	2	0.10	0.20
G_{totale}				5.14

b-Plancher d'étage courant :



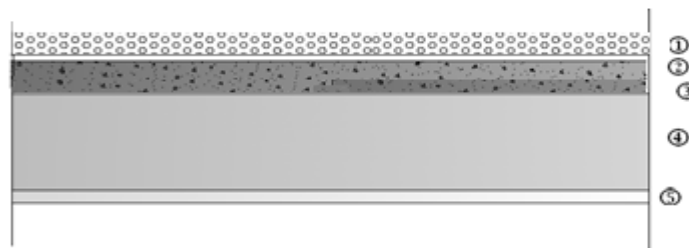
N°	couche	Epaisseur (cm)	Poids surfacique réel (KN/m ²) pour 1 cm d'épaisseur	G (KN/m ²)
01	Revêtement carrelage	2	0.22	0.44
02	Mortier de pose	2	0.20	0.40
03	Sable de pose	3	/	0.57
04	Plancher à corps creux	20	/	2.85
05	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
06	Cloison en brique	10	/	0.90
G_{totale}				5.36

c- Dalle pleine :



N°	couche	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN/m ²)
01	Cloison en briques	10	-	0.90
02	Revêtement carrelage	2	20	0.44
03	Mortier de pose	2	22	0.40
04	Couche de sable	3	18	0.57
05	Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
06	Enduit plâtre	2	10	0.20
G_{totale}				06.26

d-Dalle pleine du balcon :



Coupe verticale de la dalle pleine du balcon

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN / m^3)$	G (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	20	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Couche de sable	3	18	0.57
04	Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
05	Enduit de ciment	2	20	0.4
G_{totale}				05.56

4.2- Surcharges d'exploitation:

- Plancher sous sol a usage locaux **2.5 Kn/m²**
- Plancher RDC a usage locaux..... **2.5 Kn/m²**
- Plancher étages courants a usage d'habitation **1.5 Kn/m²**
- entre sol à usage bureautique **2.5Kn/m²**
- en attique a usage d'habitation..... **1.5 Kn/m²**
- Plancher toiture..... **1 Kn/m²**
- Escalier **2.5 Kn/m²**
- Balcon..... **3.5 Kn/m²**

5- Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé .Ils travaillent en flexion composée, et constituent les points d'appuis pour les poutres ; Ils seront pré dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression simple $N = (G+Q)$ qui devra être repris uniquement par le béton.

Nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression le **(C15)**

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

Avec :

S_{pot} : Section transversale du poteau.

N : Effort normal de compression à l'ELS à la base du poteau.

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton

5.1- Calcul de Charges et surcharges revenant au poteau plus sollicité

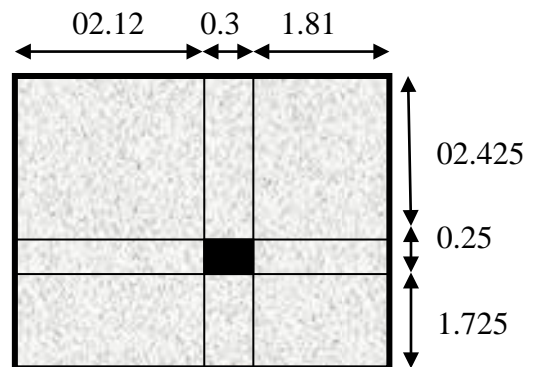
Dans notre cas le poteau ayant la plus grande portée d'influence est le (C15)

a)- La surface d'influence

1- Section nette

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (2.12 \times 2.425) + (2.12 \times 1.725) + (1.83 \times 2.425) + (1.83 \times 1.725) = 16.37m^2$$



2-Section brute :

$$S_b = 4.25 \times 4.40 = 18.7m^2$$

b)- Poids propre des éléments :

Calcul du poids propre des poutres :

Poutres principales

Avec: $\rho = 25 \text{ Kn/m}^3$

$$G_{pp} = (0.3 \times 0.4) \times (2.425 + 1.725 + 0.25) \times 25 = 13.2 \text{ KN}$$

Poutres secondaires

$$G_{ps} = (0.25 \times 0.35) \times (2.12 + 1.83) \times 25 = 08.64 \text{ KN}$$

Poids des planchers:

	Charge permanente (KN/m ²)	Section brute (m ²)	G _p (KN)
Plancher terrasse inaccessible	5.14	18.70	96.12
Plancher d'étage courant	5.36	18.70	100.23

-Surcharges d'exploitations :

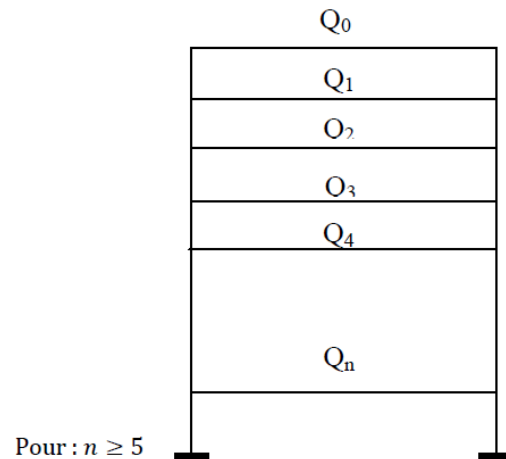
	Surcharge d'exploitation (KN/m ²)	Section brute (m ²)	Q(KN)
Plancher terrasse	01	18.70	18.70
Plancher d'étage courant	1.50	18.70	28.05
Plancher d'étage commercial	2.50	18.70	46.75

5.2- Loi de dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étage :

Elles s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux. Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre ouvrage.

Coefficients de dégression de surcharges :

$$\begin{aligned} \sum_0 &= Q_0 \\ \sum_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \sum_2 &= Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) \\ \sum_3 &= Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ &\vdots \\ \sum_n &= Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \end{aligned}$$



niveau	16	15	14	13	12	11	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01
Coefficient	01	01	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666	0.650	0.636	0.625	0.615	0.607	0.60

- Q₀=18.70KN
- Niv16: $\sum_0 = Q_0 = \mathbf{18.70 KN}$
- Niv15 : $\sum_1 = Q_0 + Q_1 = 18.7 + 28.05 = \mathbf{46.75KN}$
- Niv14 : $\sum_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 18.70 + 0.95 (2 * 28.05) = \mathbf{72KN}$
- Niv13 : $\sum_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 18.70 + 0.90 (3 * 28.05) = \mathbf{94.435KN}$
- Niv12 : $\sum_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + \dots + Q_4) = 18.70 + 0.85 (4 * 28.05) = \mathbf{114.07KN}$
- Niv11 : $\sum_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + \dots + Q_5) = 18.70 + 0.80 (5 * 28.05) = \mathbf{130.9KN}$
- Niv10 : $\sum_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + \dots + Q_6) = 18.70 + 0.75 (6 * 28.05) = \mathbf{144.925KN}$
- Niv09: $\sum_7 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + \dots + Q_7) = 18.70 + 0.714 (7 * 28.05) = \mathbf{158.90KN}$
- Niv08 : $\sum_8 = Q_0 + 0,687 (Q_1 + \dots + Q_8) = 18.70 + 0.687(8 * 28.05) = \mathbf{172.86KN}$

Niv07 : $\sum_9=Q_0+0,666 (Q_1+\dots+Q_9) =18.70+0.666 (9*28.05)= \mathbf{186.83KN}$

Niv06 : $\sum_{10}=Q_0+0,666 (Q_1+\dots+Q_{10}) =18.70+0.65 (10*28.05)= \mathbf{201.03KN}$

Niv05 : $\sum_{11}=Q_0+0,666 (Q_1+\dots+ Q_{11}) =18.70+0.636 (11*28.05)= \mathbf{214.93KN}$

Niv04 : $\sum_{12}=Q_0+0,666 (Q_1+\dots+ Q_{12}) =18.70+0.625 (12*28.05)= \mathbf{229.10KN}$

Niv03 : $\sum_{13}=Q_0+0,666 (Q_1+\dots+ Q_{13}) =18.70+0.615 (13*28.05)= \mathbf{242.95KN}$

Niv02 : $\sum_{14}=Q_0+0,666 (Q_1+\dots+ Q_{14}) =18.70+0.607 (14*28.05)= \mathbf{257.06KN}$

Niv01 : $\sum_{15}=Q_0+0,666 (Q_1+\dots+Q_{15}) =18.70+0.60 (14*28.05+46.75)= \mathbf{282.37KN}$

niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation		Effort normal N=G+Q [KN]	Section du Poteau [cm ²] $S = \frac{N}{\sigma}$		
	Poids planché	Poids poutres	Poids poteaux	G total	G cumulée	Q _i	Q _{cumulé}		Section trouvée	Section minRPA	Section adoptée
14	96.12	21.84	00	117.96	117.96	18.70	18.70	136.66	91.10	25*25	25*25
13	100.23	21.84	4.16	126.23	244.19	28.05	46.75	290.94	193.96	25*25	25*25
12	100.23	21.84	4.16	126.23	370.42i	28.05	72	442.42	294.95	25*25	25*25
11	100.23	21.84	4.16	126.23	496.65	28.05	94.435	591.08	394.05	25*25	25*25
10	100.23	21.84	4.16	126.23	622.88	28.05	114.07	736.95	491.30	25*25	25*25
09	100.23	21.84	4.16	126.23	749.11	28.05	130.90	880.01	586.67	25*25	25*25
08	100.23	21.84	4.16	126.23	875.34	28.05	144.925	1020.26	680.18	25*25	25*30
07	100.23	21.84	4.987	127.05	1002.39	28.05	158.90	1161.29	774.19	25*25	30*30
06	100.23	21.84	5.985	128.05	1130.44	28.05	172.86	1303.30	868.87	25*25	30*30
05	100.23	21.84	5.985	128.05	1258.49	28.05	186.83	1445.32	963.54	25*25	30*35
04	100.23	21.84	6.983	129.05	1387.54	28.05	201.03	1588.57	1059.04	25*25	35*35
03	100.23	21.84	8.146	130.22	1517.75	28.05	214.93	1732.68	1155.12	25*25	35*35
02	100.23	21.84	8.146	130.22	1647.97	28.05	229.10	1877.07	1251.38	25*25	35*40
01	100.23	21.84	9.31	131.38	1779.35	28.05	242.95	2022.30	1348.2	25*25	35*40
RDC	100.23	21.84	9.31	131.38	1910.73	28.05	257.06	2167.79	1445.19	25*25	40*40
S-sol	100.23	21.84	10.64	132.71	2043.44	46.75	282.37	2325.81	1505.54	25*25	40*40

5.3- Selon le R.P.A 99 modifié en 2003 (Art. A.7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b1, h1) ≥ 25 cm → en zone I et IIa (c'est notre cas).

Min (b1, h1) ≥ he/20

1/4 < b1/h1 < 4

Niveaux	Section	he (cm)	he/20	Min (b1,h1)	Min (b1,h1)≥he/20	b1/h1	1/4 < b1/h1 < 4
14	25*25	266	13.3	25	C vérifiée	01	C vérifiée
13	25*25	266	13.3	25	C vérifiée	01	C vérifiée
12	25*25	266	13.3	25	C vérifiée	01	C vérifiée
11	25*25	266	13.3	25	C vérifiée	01	C vérifiée
10	25*25	266	13.3	25	C vérifiée	01	C vérifiée
09	25*25	266	13.3	25	C vérifiée	01	C vérifiée
08	25*30	266	13.3	25	C vérifiée	01	C vérifiée
07	30*30	266	13.3	30	C vérifiée	01	C vérifiée
06	30*30	266	13.3	30	C vérifiée	01	C vérifiée
05	30*35	266	13.3	30	C vérifiée	01	C vérifiée
04	35*35	266	13.3	35	C vérifiée	01	C vérifiée
03	35*35	266	13.3	35	C vérifiée	01	C vérifiée
02	35*40	266	13.3	35	C vérifiée	01	C vérifiée
01	35*40	266	13.3	35	C vérifiée	01	C vérifiée
RDC	40*40	368	18.4	40	C vérifiée	01	C vérifiée
Sous-S	40*40	368	18.4	40	C vérifiée	01	C vérifiée

5.4- Vérification de l'effort normale v:

L'article (7.4.3.1) du RPA99 (version 2003) préconise les vérifications prescrites par le CBA 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Niveaux	N _d	B _c (m ²)	f _c 28(kn/m ²)	v	Obs	Sections adoptées	B _c (m ²)	v	Obs
14	136.66	0.0625	25000	0.087	C.V	30x35	0.105	0.052	C.V
13	290.94	0.0625	25000	0.186	C.V	30x35	0.105	0.110	C.V
12	442.42	0.0625	25000	0.283	C.V	35x40	0.140	0.126	C.V
11	591.08	0.0625	25000	0.378	C.N.V	35x40	0.140	0.168	C.V
10	736.95	0.0625	25000	0.471	C.N.V	35x40	0.140	0.210	C.V
09	880.01	0.0625	25000	0.563	C.N.V	40x45	0.180	0.195	C.V
08	1020.26	0.075	25000	0.544	C.N.V	40x45	0.180	0.226	C.V
07	1161.29	0.09	25000	0.516	C.N.V	40x45	0.180	0.258	C.V
06	1303.30	0.09	25000	0.579	C.N.V	45x50	0.225	0.231	C.V
05	1445.32	0.105	25000	0.550	C.N.V	45x50	0.225	0.256	C.V
04	1588.57	0.1225	25000	0.518	C.N.V	45x50	0.225	0.282	C.V
03	1732.68	0.1225	25000	0.565	C.N.V	50x55	0.275	0.252	C.V
02	1877.07	0.14	25000	0.536	C.N.V	50x55	0.275	0.273	C.V
01	2022.30	0.14	25000	0.577	C.N.V	50x55	0.275	0.294	C.V
RDC	2167.79	0.16	25000	0.541	C.N.V	55x60	0.330	0.262	C.V
S-sol	2325.81	0.16	25000	0.581	C.N.V	55x60	0.330	0.281	C.V

5.5- 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.

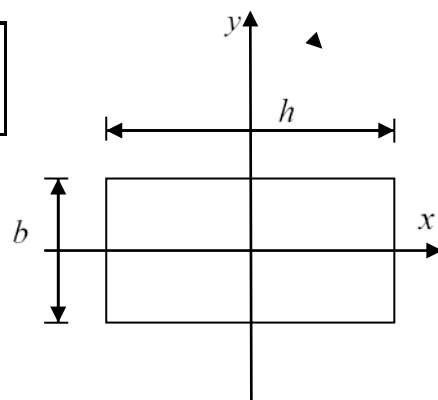
l_f : Longueur de flambement. ($l_f = 0.707 l_0$)

l_0 : Hauteur libre du poteau.

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : Moment d’inertie de la section du poteau par rapport à l’axe xx (axe faible)

S_{pot} : Section du poteau.



$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$$

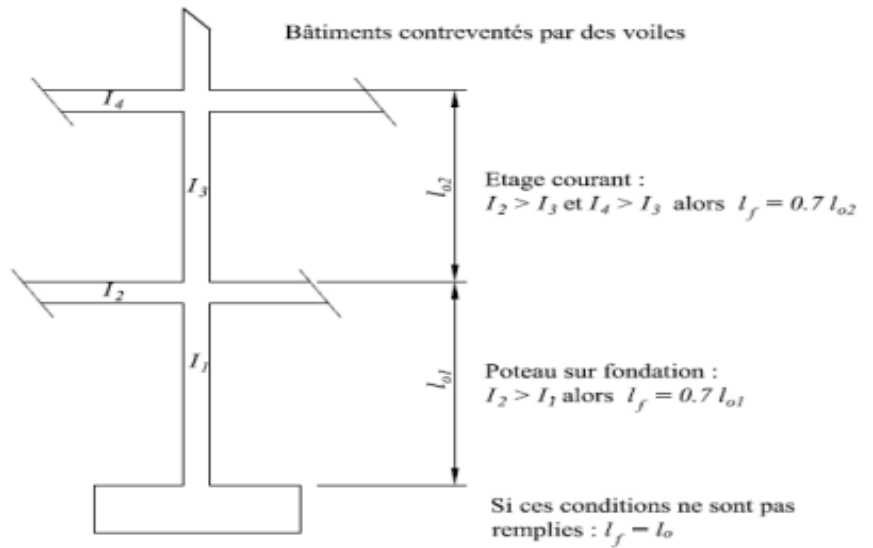
$$l_f = 0.7 l_0$$

$$h_{s-sol} = 4.08 \text{ m}$$

$$h_{RDC} = 4.08 \text{ m}$$

$$h_{\text{étage courant}} = 3.06 \text{ m}$$

$$h_{\text{Poutres}} = 0.40 \text{ m}$$



Niveaux	l_0 (m ²)	l_f (m ²)	i_{xx} (m ²)	I_{xx} (m ⁴)	λ	A (cm ²)	observation
14 ,13	3.06	2.142	0.170	3.062×10^{-3}	12.60	30x35	Pas de risque de flambement
12 , 11 ,10	3.06	2.142	0.115	1.866×10^{-3}	18.62	35x40	Pas de risque de flambement
09 ,08 ,07	3.06	2.142	0.129	3.03×10^{-3}	16.60	40x45	Pas de risque de flambement
06 , 05, 04	3.06	2.142	0.144	4.68×10^{-3}	14.87	45x50	Pas de risque de flambement
03 , 02 , 01	3.06	2.142	0.158	6.93×10^{-3}	13.55	50x55	Pas de risque de flambement
Ssol,RDC	4.08	2.814	0.173	9.9×10^{-3}	16.26	55x60	Pas de risque de flambement

Remarque : $\lambda \leq 70$ donc pas de risque de flambement

1/Calcul de l'acrotère

1- Introduction

Notre ouvrage comporte un seul type d'acrotère, qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G de sa propre poids, et à un effort latéral Q de la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. (Section dangereuse).

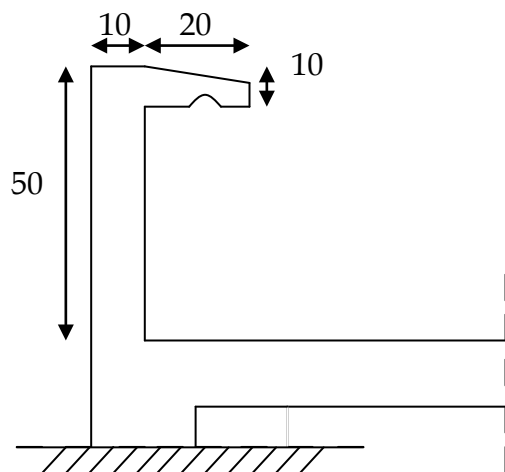


Figure 1 : Coupe transversale de l'acrotère.

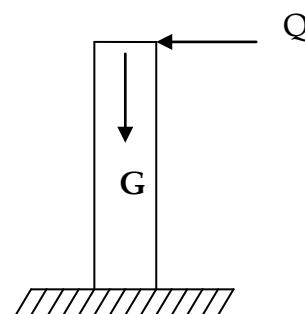


Figure 2 : Schéma statique.

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

2- Détermination des sollicitations

- Poids propre de l'acrotère : $G= 1.425 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q= 1.00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal dû au poids propre G : $N= G \times 1 = 1.425 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T= Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M= Q \times H \times 1 = 0.5 \text{ KNm}$.

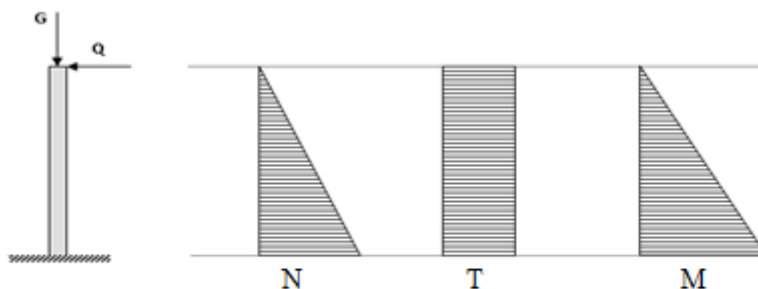


Figure 3 : Diagramme des efforts internes (M, N, T)

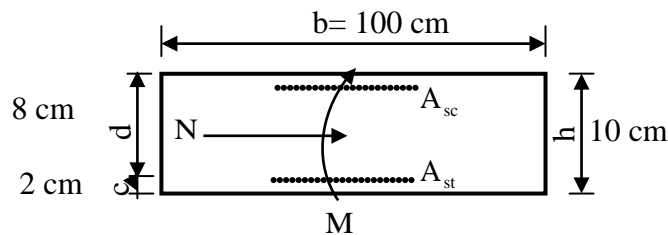
3- Combinaisons de charges

3.1- Etat limite ultime : La combinaison de charge à considérer est : **1.35G + 1.5Q**

ELU	$N_u=1.35N$	$T_u=1.5T$	$M_u=1.5M_Q$
N= 1.425KN	1.923	—	—
T=1KN	—	1.5	—
M=(Q.h)=0.5KN.m	—	—	0.75

3.2- Etat limite de service : La combinaison de charge à considérer est : **G + Q**

ELS	$N_s=N$	$T_s=T$	$M_s=M$
N=1.425KN	1.425	—	—
T=1KN	—	1	—
M=0.5KN.m	—	—	0.5



4 - Ferrailage de l'acrotère :

4.1- Etat limite ultime :

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{1.923} \approx 0.39m \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,03m$$

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.

▪ **Armatures fictive**

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 1.923 \times (0,39 + 0,05 - 0,02) = 0.8076 \text{KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.8076 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (8)^2} = 0,00888 (\mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A})$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{0.8076 \times 10^3}{348 \times 8 \times 0,996} \approx 0,29 \text{cm}^2$$

▪ **Armature réelle**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,29 - \frac{1.85 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,24 \text{cm}^2$$

5- Vérifications

5.1 Condition de non fragilité

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

$$A_{min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{40,5 - 0,455 \times (8)}{40,5 - 0,185 \times (8)} \right] \times 100 \times 8 = 0,91 \text{cm}^2$$

$$A_s \leq A_{min} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Soit : $A_s = 5 \text{ HA8} = 2.51 \text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{cm}$.

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0,62 \text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement de $S_t = 25 \text{cm}$.

5.2 Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2/BAEL91)..... [2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,0187 \text{Mpa} < \overline{\tau_u} = 1.16 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

5.3 Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art. A.6.1,3 / BAEL91)...[2]

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

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.

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 0.8 \Rightarrow \sum U_i = 12.56 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 12.56 \times 10} \rightarrow \tau_{se} = 0.165 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

5.4 Ancrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91).....[2]

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} \rightarrow l_s = 25.39 \text{ cm}.$$

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

5.5 Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérerons la fissuration comme étant préjudiciable.

- Effort normal de compression $N_s = N = 1.425\text{KN}$
- Effort tranchant $T_s = T = 1\text{KN}$
- Moment fléchissant $M_s = M = 0,5\text{KN.m}$

Les aciers sont en FeE400 et de diamètre 8mm $\Rightarrow \eta = 1.6$

a) Vérification des contraintes dans l'acier : [BAEL91/A.4.5,33].....[2]

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63\text{Mpa}.$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0,314$$

$$\rho_1 = 0,314 \rightarrow \beta_1 = 0,912 \rightarrow \kappa_1 = 41,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,5 \times 10^3}{0,912 \times 8 \times 2,51} = 27.30\text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 27.30\text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,63\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Vérification des contraintes de compression dans le béton [BAEL91/A.4.5.2][2]

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{41,82} \times 27,3 = 0,637\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,637\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \text{C.V}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma}_s}{\kappa_1} = \frac{201,63}{27,08} \approx 7,44\text{Mpa} < 0,6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

❖ **Conclusion :** L'acrotère sera ferrailé comme suit :

Armatures principales : **5 HA8/ml** , avec e= 20cm

Armatures de répartition : **4 HA8/ml** , avec e= 25cm.

3.2- Calcul des planchers :

❖ A-Plancher a corps creux :

1- Introduction :

Ils sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.

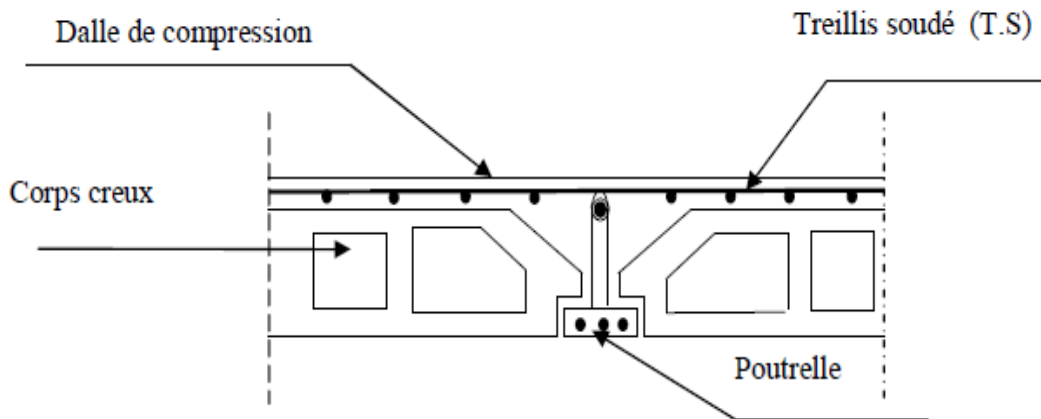


Figure1 : coupe transversale dans un plancher en corps creux

2-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) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL 91/B.6.8,423).....[2]

- ❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

2-1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

Avec

- A_{\perp} : cm² par mètre linéaire,
- L : Entre axes des poutrelles en (cm),
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

- A.N

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

On adoptera **5T5/ML** = 0.98 cm² / ml.

2-2) Armatures parallèles aux poutrelles

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

- A.N

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

On adoptera **5T5/ML** = 0.98 cm² / ml.

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

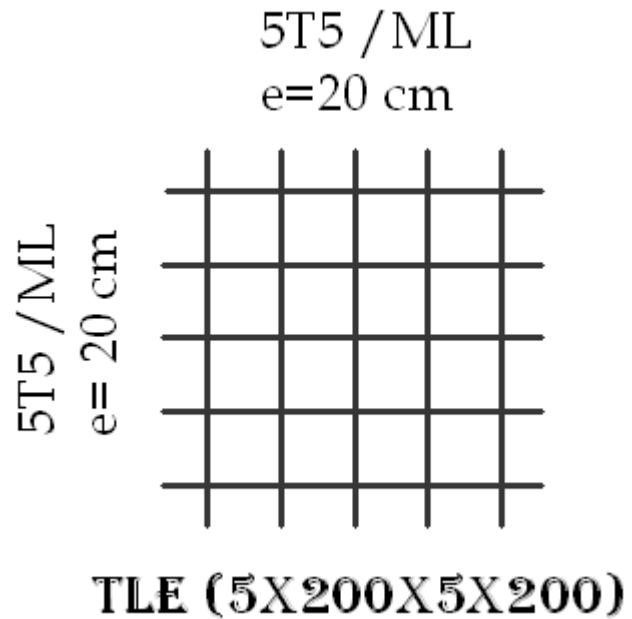


Figure2 : Treillis soudes

3 -Poutrelles

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.

- Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25.....0.12 KN/ml,
- Poids du corps creux : 0.65 x 0.95.....0.62 KN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier :1.00 KN/ml.

Charge permanente : $G = 0.74 \text{ KN/ML}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ML}$

Charge à ELU :

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

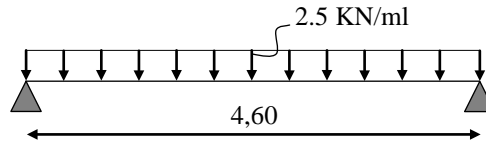


Figure3 : Disposition des charges a l'ELU

Moment max

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,60^2}{8} = 6,61 \text{ KN. Ml}$$

Section d'armatures

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

Hauteur utile : $d = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{6,61 \times 10^3}{12 \times 20^2 \times 14.16} \rightarrow \mu_u = 9,72 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Sachant que la 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.

3-1-2) Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires

Le moment limite correspondant a une S.S.A est égale à :

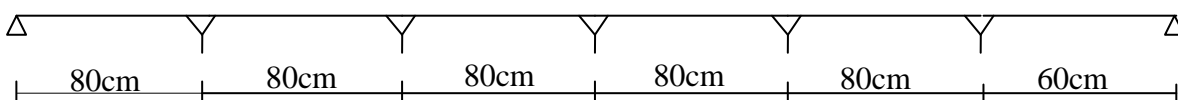
$$M_L = \mu_L \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.16 = 0,2664 \text{ KN.M}$$

Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

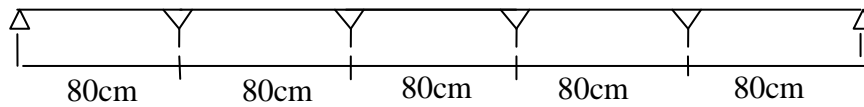
$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.2664}{2.5}} = 0.923 \text{ m}$$

Conclusion

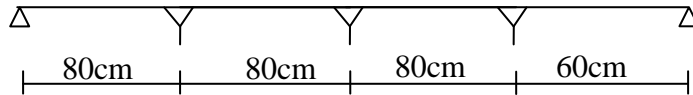
Pour les travées de 4.60m, nous disposerons 5 pieds droits.



Pour les travées de 4.00m, nous disposerons 4 pieds droits.



Pour les travées de 3.00m, nous disposerons 3pieds droits.



Quand aux travées de 2.90m, nous disposerons 3pieds droits.

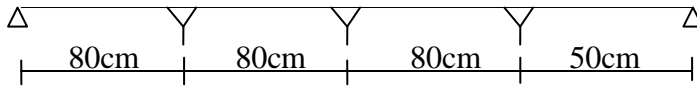


Figure4 : La disposition des pieds droits

3-2) Calcul après coulage de la dalle de compression

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en Té reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

3-2-1Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)..... [2]

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 :

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

A.N: $b_1 = \text{Min} \left(\frac{400}{10} ; \frac{65 - 12}{2} \right)$; **Donc** $b_1 = 26.5\text{cm}$

- Avec**
- L : longueur libre entre nus d’appuis (400 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).

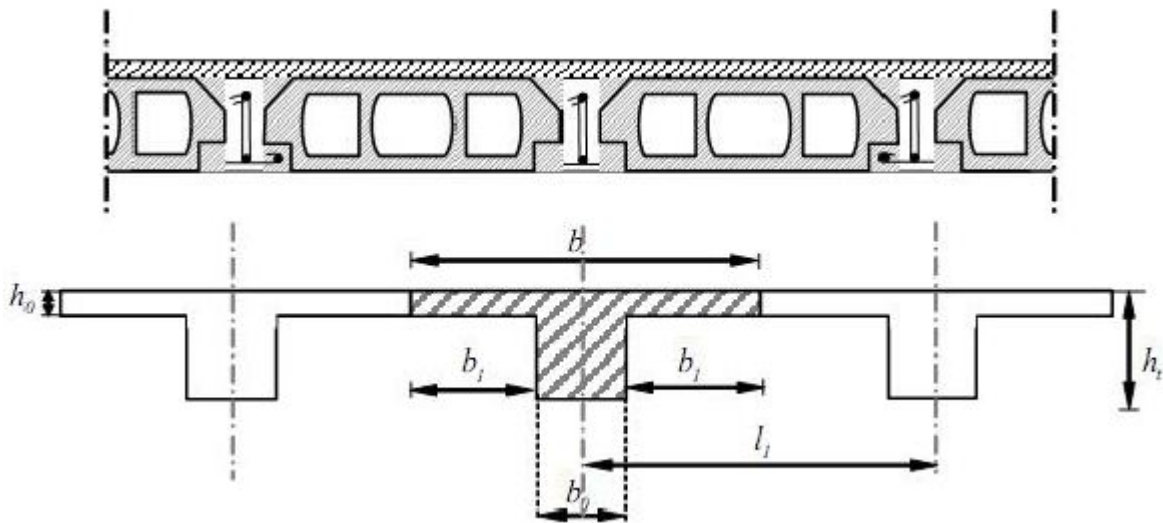


Figure5 : Plancher en corps creux

3-2-2) Calcul des efforts internes

Vu la différence des surcharges entre le S-sol et le RDC ($Q=2,5\text{KN/ML}$) et les étages courants ($Q=1,5\text{KN/ML}$), on effectuera le calcul pour le planché le plus défavorable.

B) 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

Combinaison de charge a l'ELU

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,36 + 1,5 \times 2,5) \times 0,65 = 7,14\text{KN/ML}$$

Combinaison de charge a l'ELS

$$q_u = (G+Q) \times 0,65 = (5,36 + 2,5) \times 0,65 = 5,10\text{KN/ML}$$

❖ **Méthode forfaitaire**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis a partir de fraction fixée 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.

NB : la portée à prendre en compte est mesuré entre nus des appuis

❖ Les conditions d'application (1^{er} et 2^{em} cas)

1-La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou 5 KN/M².

$$Q \leq (2G , 5 KN)$$

$$2G = 2 \times 5.36 = 10.75$$

$$Q = 2.50 \leq (10.75 , 5 KN) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable. \Rightarrow **La condition est vérifiée.**

3-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \Rightarrow **La condition est vérifiée.**

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

\Rightarrow **La condition est vérifiée.**(pour le 1^{er} cas nous avons une travée, et pour le second cas nous avons le rapport des travées entre $0,8 < 4/3.4 = 1.17 < 1.25$)

Conclusion : toutes les conditions sont satisfaites, alors la méthode forfaitaire est applicable

Exposée de la méthode :

Calcule de(α) le rapport des charges $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

* M_0 : la valeur maximale du moment dans la travée indépendante de même porté que la travée considérée est soumise aux charges. $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

* L : longueur entre nus des appuis

* M_w : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche

* M_e : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite

* M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée

Les valeurs $M_w, M_e,$ et M_t doivent satisfaire les condition suivantes :

$$M_t \geq \max\{ 1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaires ne doit pas être inférieur a :

0.3 M_0 pour les appuis de rive semi encastés

0.6 M_0 dans le cas d'une poutre a deux travée

0.5 M_0 dans le cas d'une poutre a plus de deux travées pour les appuis voisins des appuis de rive

C) Application de la méthode (pour le 1^{er} cas)

-a) calcul du rapport de charge α

$$\alpha = \frac{2.5}{5.36+2.5} = 0.318$$

$$\begin{cases} (1+0.3\alpha) = 1.095 \\ (1.2+0.3\alpha)/2 = 0.647 \end{cases}$$

-b) combinaison de charges
 -a l'ELU : $q_u = 07.14 \text{ Kn/ml}$
 -a l'ELS : $q_u = 05.10 \text{ Kn/ml}$

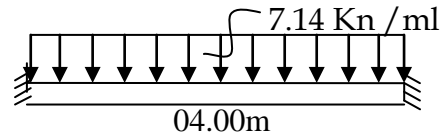
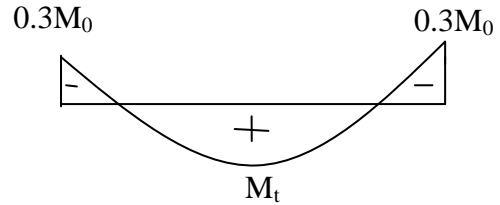


Fig6 : Diagramme des chargements



-c) calcule du moment isostatique

$$M_0 = \frac{07.14 \times 4^2}{8} = 14.28 \text{ Kn.m}$$

-d) moment sur appuis
 $M_A = M_B = 0.3M_0 = 0.3 \times 14.28 = 04.28 \text{ kn.m}$

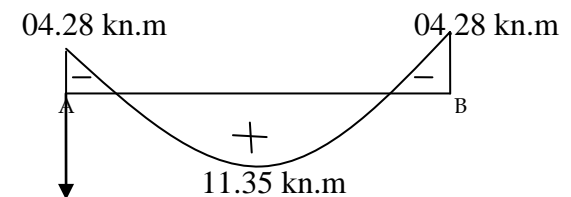


Fig7 : Diagramme des moments L'ELU

-e) moment en travée
 $(1+0.3\alpha) = 1.095 \geq 1.05$

$$\begin{cases} M_{Tab} \geq 1.095M_0 - \frac{Ma+Mb}{2} = 11.35 \text{ kn.m} \\ M_{Tab} \geq 0.647M_0 = 09.23 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Soit $M_{TAB} = 11.35 \text{ kn.m}$

-f) calcul des efforts tranchants

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

L : longueur de la travée considérée
 $\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique
 M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques

$$T(A) = \frac{qu \times L}{2} - \frac{M_b - M_a}{L_{ab}}$$

$$T(A) = \frac{7.14 \times 4}{2} - \frac{4.28 - 4.28}{4} = 14.28 \text{ kn}$$

$$T(B) = -\frac{7.14 \times 4}{2} - \frac{4.28 - 4.28}{4} = -14.28 \text{ kn}$$

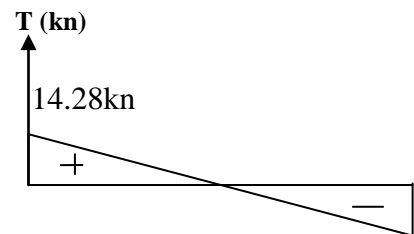


Fig8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

D) Application de la méthode (pour le 2^{eme} cas)

-c) calcule du moment isostatique

$$M_{01} = \frac{07.14 \times 4^2}{8} = \mathbf{14.28 \text{ Kn.m}}$$

$$M_{02} = \frac{07.14 \times 3.4^2}{8} = \mathbf{10.31 \text{ Kn.m}}$$

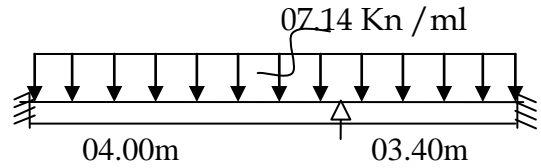


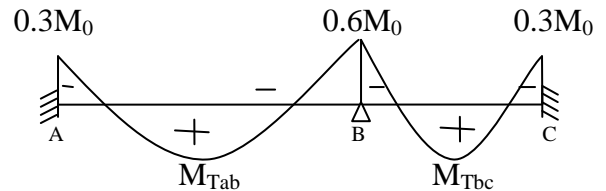
Fig9 : Diagramme des chargements

d) moment sur appuis

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 14.28 = \mathbf{04.28 \text{ Kn.m}}$$

$$M_B = 0.6M_{01} = 0.6 \times 14.28 = \mathbf{08.56 \text{ Kn.m}}$$

$$M_C = 0.3M_{02} = 0.3 \times 10.31 = \mathbf{03.09 \text{ Kn.m}}$$



-e) moment en travée

$$(1+0.3\alpha) = 1.095 \geq 1.05$$

$$\begin{cases} M_{Tab} \geq 1.095M_{01} - \frac{Ma+Mb}{2} = \mathbf{09.21 \text{ kn.m}} \\ M_{Tab} \geq 0.647M_{01} = \mathbf{09.23 \text{ kn.m}} \\ \mathbf{M_{Tab} = 09.23 \text{ Kn.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{Tbc} \geq 1.095M_{02} - \frac{Mb+Mc}{2} = \mathbf{05.46 \text{ kn.m}} \\ M_{Tbc} \geq 0.647M_{02} = \mathbf{06.67 \text{ kn.m}} \\ \mathbf{M_{Tbc} = 06.67 \text{ kn.m}} \end{cases}$$

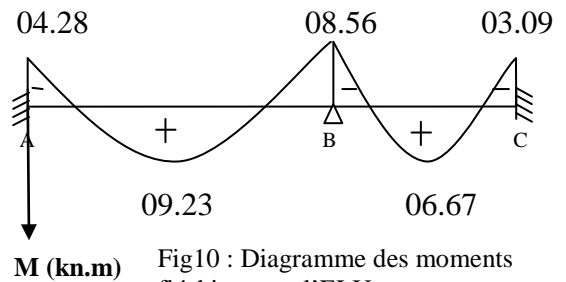


Fig10 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

calcul des efforts tranchants

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

Travée AB

$$T(A) = \frac{7.14 \times 4}{2} - \frac{8.56 - 4.28}{4} = \mathbf{13.21 \text{ kn}}$$

$$T(B) = -\frac{7.14 \times 4}{2} - \frac{8.56 - 4.28}{4} = \mathbf{-15.35 \text{ kn}}$$

Travée BC

$$T(B) = \frac{7.14 \times 3.4}{2} - \frac{3.09 - 8.56}{3.4} = \mathbf{13.74 \text{ kn}}$$

$$T(C) = -\frac{7.14 \times 3.4}{2} - \frac{3.09 - 8.56}{3.4} = \mathbf{-10.52 \text{ kn}}$$

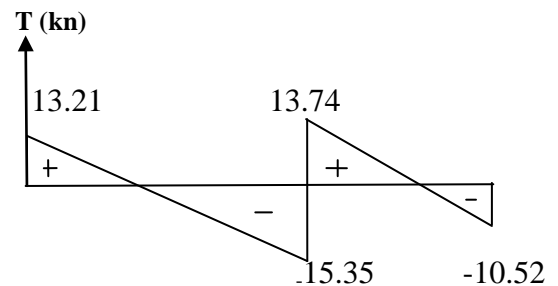


Fig 11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

E) Etude du 3eme cas :

Pour le 3^{eme}cas la condition N°4 de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite car le rapport des travées successives n'est pas compris entre 0.8 et 1.25

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.00}{2.90} = 1.03 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{2.90}{4.60} = 0.63 \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{4.60}{4.00} = 1.15 \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Calcul des efforts interne avec le logiciel ETABS

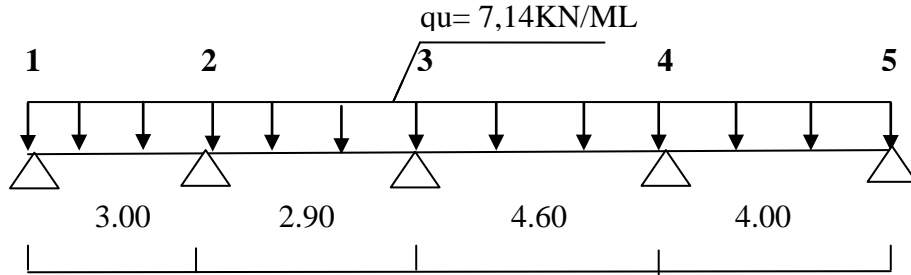
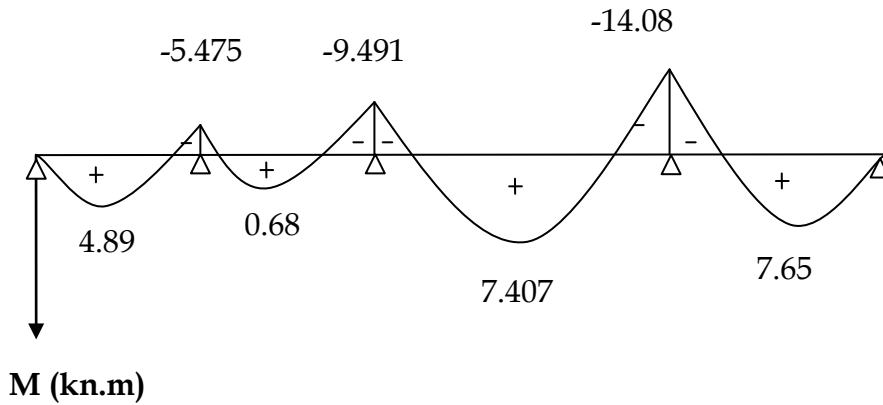


Fig12 : Diagramme des charges sur les poutrelles



En tenant compte du semi encastrement on aura les diagrammes suivants

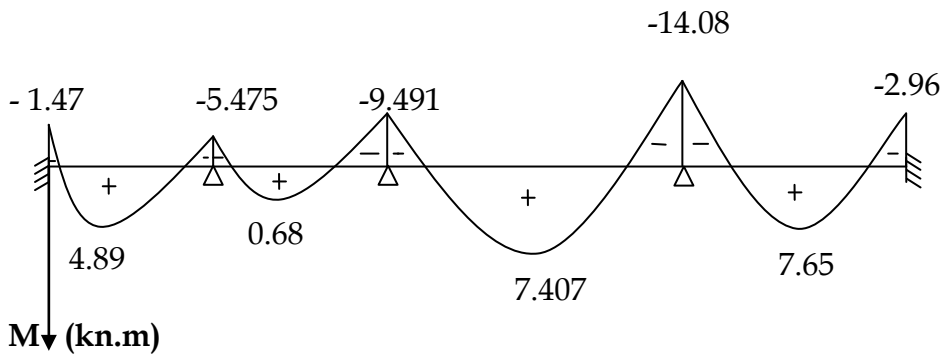


Figure13: Diagramme des moment à l'ELU

Les moment en appuie et en travée sont resumé dans le tableau ci desous

	M_{\max} sur appuis en (kn.m)	M_{\max} sur appuis après correction	Travée	Longueur (m)	Valeur du moment en travée MT (KN.m)
M_1	0	-1.47	1-2	3.00	4.89
M_2	-5.475	-5.475	2-3	2.90	0.68
M_3	-9.491	-9.491	3-4	4.60	7.407
M_4	-14.08	-14.08	4-5	4.00	7.65
M_5	0	-2.96			

Calcul des efforts tranchants

Travée	Longueur (m)	M_i	M_{i+1}	$T_i (x=0)$ KN	$T_{i+1} (x=l_i)$ KN
1 - 2	3.00	- 4.10	- 2.49	11.24	-10.17
2 - 3	2.90	- 2.49	- 6.69	8.90	-11.80
3 - 4	4.60	- 6.69	- 8.10	16.11	-16.72
4 - 5	4.00	- 8.10	- 5.46	14.94	-13.62

Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

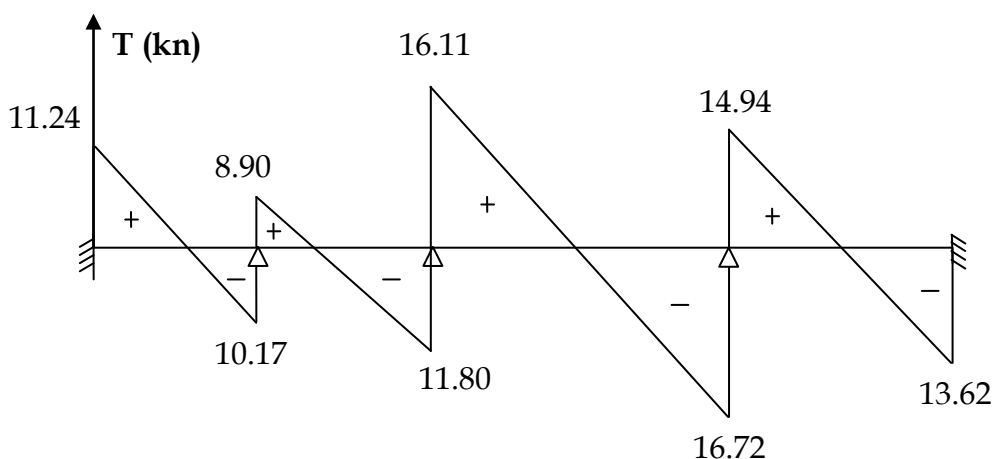


Figure14 : Diagramme des efforts tranchants

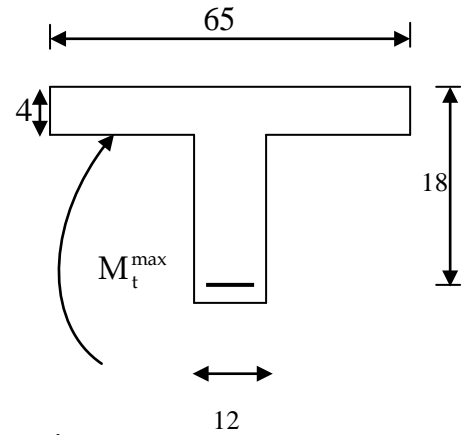
4) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferrailage va se faire avec les moments entre les 3 types de poutrelle max à l'ELU.

- $M_t \text{ max} = 11.35 \text{ KN.m}$ (1^{er} cas)
- $M_a \text{ max} = -14.08 \text{ KN.m}$ (3^{eme} cas)

❖ **En travée**

Le moment max en travée est : $M_t \text{ max} = 11.35 \text{ KN.m}$



- **Position de l'axe neutre :**

Si : $M_t^{\text{max}} > M_{\text{tab}} \Rightarrow$ l'A. N est dans la nervure.

Si : $M_t^{\text{max}} < M_{\text{tab}} \Rightarrow$ l'A.N est dans la table de compression.

M_0 : le moment équilibré par la table de compression.

$$M_0 = b \times h_0 \times (d - h_0/2) \times f_{bu} \quad \text{avec } f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.04/2) \times 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ kn.m}$$

$$M_0 = 59.07 \text{ kn.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 11.35 \text{ kn.m} < M_0 = 59.07 \text{ kn.m}$$

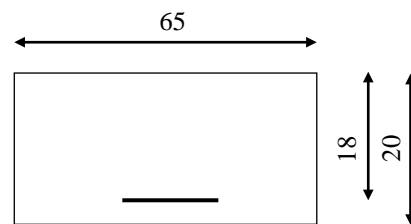
→ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant **une section rectangulaire de (65x20)**.

$$\mu = \frac{M_t^{\text{max}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.35 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 100} = 0.037$$

$$\mu = 0,037 < \mu_l = 0,392 \quad \square \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,037 \quad \square \quad \beta = 0,9815$$



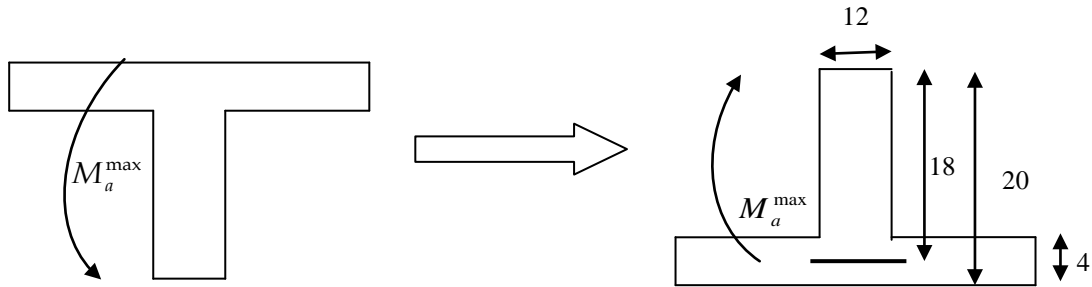
Figures 15 : Disposition des armatures

$$A_{st} = \frac{M_t^{\text{max}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.35 \times 10^5}{0,9815 \times 18 \times 348 \times 100} \quad \square \quad A_{st} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{ST} = 1.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ HA10} = 2.36 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures.
 Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.



Figures 3.4.8 : Les moments aux niveaux des appuis

- Le moment max aux appuis est : $Ma_{max} = 8,56 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.08 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 100} = 0.255$$

$$\mu = 0.255 \quad \square \quad \beta = 0.8536$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.08 \times 10^5}{0.9155 \times 18 \times 348 \times 100} \quad \square \quad A_{st} = 2.63 \text{cm}^2$$

Soit : $A_{ST} = 1.49 \text{ cm}^2 \implies 1\text{HA}14+1\text{HA}12 \text{ en chapeau} = 2.67 \text{cm}^2$

5) Calcul des armatures transversales a l'ELU

5-1) Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2/ BAEL91).... [2]

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{200}{35}, 10, \frac{120}{10} \right) \right\} \quad \square \quad \varphi_t = 5,71 \text{ mm}; \text{ soit : } \varphi_t = 6 \text{ mm.}$$

On opte pour 1 étriers en $\phi 6$ Donc : $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

5-2) Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1,22/BAEL91)...[2]

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b st}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 12 \times 15}{235} = 0,31 \text{cm}^2$$

$A_t \text{ adopté} = 0.56 > A_{\min} = 0.31 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$

5-3) Espacement max des armatures transversales (Art A.5.1,22 / BAEL91).....[2]

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

$$S_t \leq \min(16.2 ; 40\text{cm})=16.2\text{cm}$$

❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :(Art.A.5.1,232 / BAEL91):

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{0,56 \times 0,9 \times 235}{(0,80 - 0,3 \times 2,1) 1,15 \times 12} = 50,48 \text{ cm .}$$

Soit $S_t \leq \min \{S_{t1}; S_{t2}\} = \min (16,2\text{cm} ; 50,48\text{cm})=16.2\text{cm} \implies S_{t_{max}} = 15\text{cm}$

Nous disposerons 1 étrier en $\phi 6$ tous le 15 cm

5) Vérification à l'ELU

5-1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- **En travée**

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

$A_{ad} = 2,35 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2$ CV

- **Aux appuis**

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

$A_{ad} = 2,67 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$ CV

5-2) **Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/BAEL91)..... [2]**

On doit vérifier que :
$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{MPa} \right) \right\}; \quad \text{Donc : } \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa}$$

❖ **Calcul de τ_u :**

$V_{\max} = 16,72 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16.72 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.77 \text{ Mpa} \quad \text{Donc : } \tau_u = 0.77 \text{Mpa}$$

$\tau_u = 0.77 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$

5-3) **Entraînement des barres (Art.A.6.1,3/BAEL91).....[2]**

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

❖ **Calcul de τ_{se} :**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3,14 \times 14 + 2 \times 3.14 \times 10 = 106.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.72 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 106.76} \quad \text{Donc : } \tau_{se} = 0.96 \text{Mpa.}$$

$\tau_{se} = 0.96 \text{Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{OK}$

5-4) Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22 / BAEL91).....[2]

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} :**

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 50 \text{ cm}$$

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.Ls** pour les aciers H.A

Donc : $L_c = 20 \text{ cm}$

5-5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

❖ **Appuis de rive :** (Art 5.1.1,312 / BAEL91).....[2]

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 .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{16.72.10^3}{348.100} = 0,48 \text{ cm}^2 \quad A_{st \text{ adopté}} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes... CV

❖ **Appuis intermédiaire:** (Art A.5.1,321 / BAEL91)..... [2]

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}$$

$$M_{\max} = 8,56 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d \cdot V_u^{\max} = 0,9 \times 180 \times 16.72 \times 10^3 = 2.70 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$M_{\max} > 0,9d \cdot V_u^{\max} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires

5-6) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91)..... [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 16.72 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1.72 \text{ Mpa}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = 1.72 \text{ Mpa} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

5-7) Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire (Art A.5.1, 322)... [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_u = |Vu_g| + |Vu_d| = 16.72 + 14.94 = 31.66 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{31.66 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1.62 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,67 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = 1.62 \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} = 21.67 \dots\dots\dots \text{CV}$$

5-8) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure: (Art. A.5.3, 2/BAEL91)..... [2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{16.72 \times 10^3 (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 180 \times 40} \quad \text{Donc : } \tau_u = 1,05 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,05 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$$

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 relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

6-1) Combinaison de charge a l'ELS

$$q_u = (G+Q) \times 0,65 = (5,36+2,5) \times 0,65 = 5,10\text{KN/ML}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,10}{7,14} = 0,714$$

6-2) Calcul des poutrelles

A) Etude du 1^{er} cas

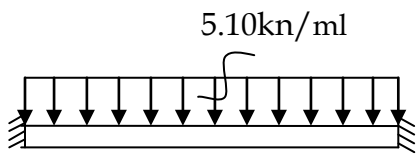


Fig : Diagramme du chargement

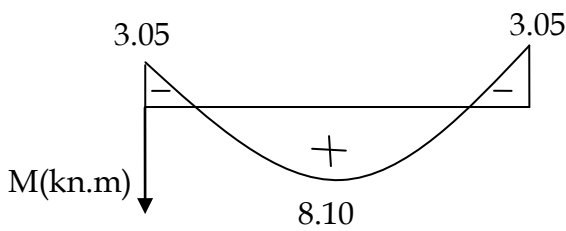


Fig Diagramme des moments a L'ELS

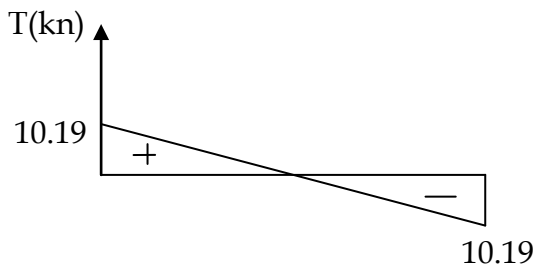


Fig : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELS

B) Etude du 2^{eme} cas

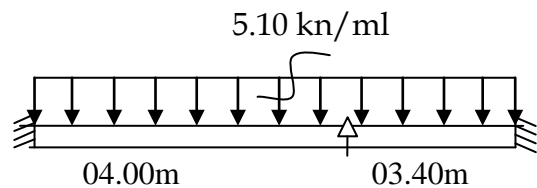


Fig : Diagramme du chargement

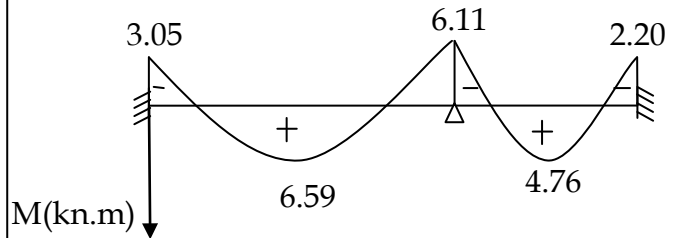


Fig Diagramme des moments a L'ELS

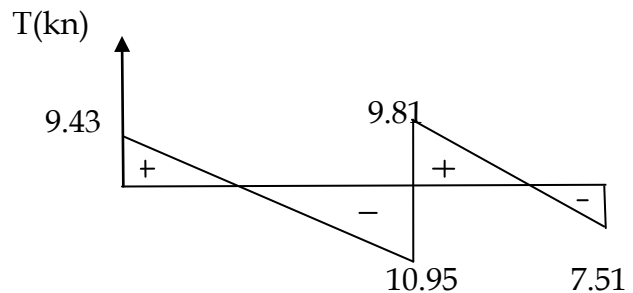


Fig : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELS

C-Etude du 3^{eme} cas

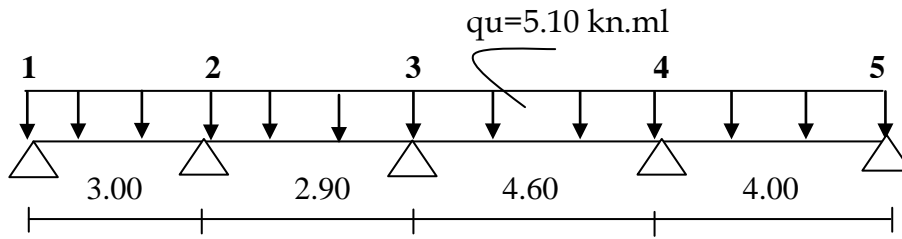


Figure: Diagramme de chargement d'une poutrelle

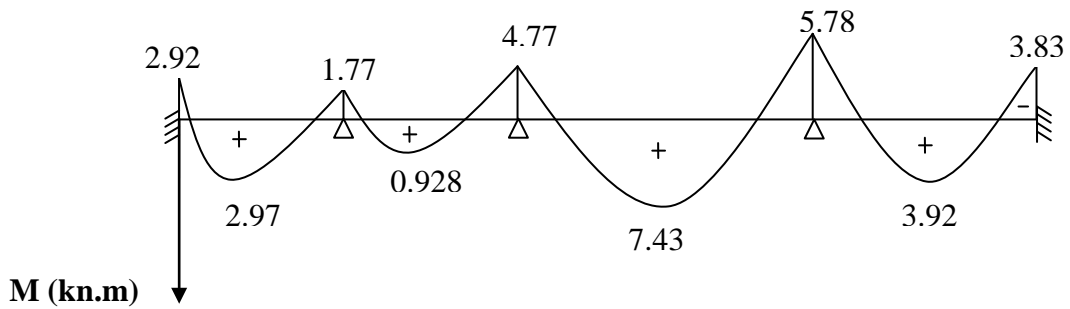


Figure : Diagramme des moments

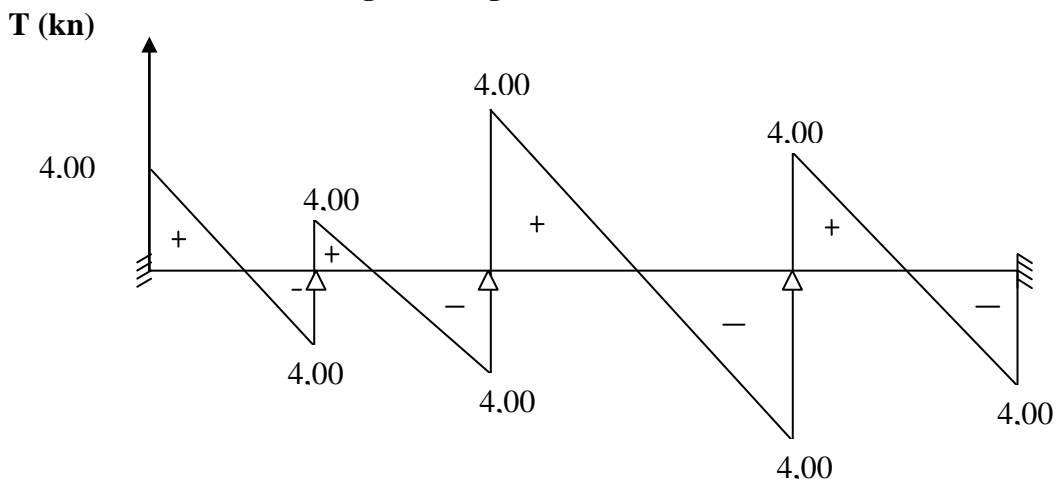


Figure : Diagramme des efforts tranchants

6-3) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2/BAEL91).....[2]

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

6-4) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2/BAEL91).....[2]

❖ **En travée**

• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1,57}{12 \times 18} \times 100 = 0,73$$

$$\rho_1 = 0,73 \quad \square \quad k_1 = 25,32 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,876$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6,06 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 157} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = 244,79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 244,79 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{244,79}{25,32} \quad \text{Donc } \sigma_{bc} = 9,66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,66 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Aux appuis**

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1,54}{12 \times 18} \times 100 = 0,713$$

$$\rho_1 = 0,713 \quad \square \quad k_1 = 25,65 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,877$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6,06 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 154} ; \text{Donc : } \sigma_{st} = 249,27 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 249,27 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{249,27}{25,65} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = 9,72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,72 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

6-5) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91).....[2]

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

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05. \\ \frac{1}{22.5} = 0,044. \end{array} \right. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,00726. \\ \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0,009. \end{array} \right. \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_e} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{6,06}{15 \times 10,34} = 0,039 \\ \frac{h}{L} = 0,05 \end{array} \right. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Conclusion**

Les 3 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles seront ferrillées comme suit :

Armatures longitudinales :

3HA10 pour le lit inférieur.

1HA 14+1HA12 en chapeau au niveau des appuis pour le lit supérieur.

Armatures transversales.

- **1 étriers en $\phi 6$** tous le 15cm.

B-Calcul des dalles pleines :

1-Définition :

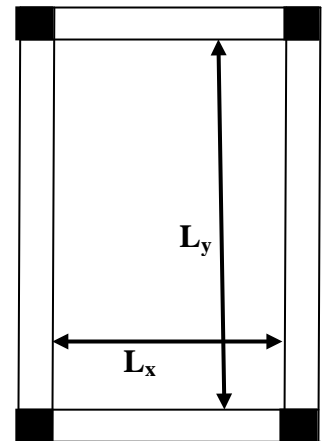
Les dalles sont des éléments rectangulaires de dimension L_x et L_y , appuyés sur leurs quatre cotés.

Nous désignerons par L_x la plus petite dimension de la dalle, on aura donc $L_x \leq L_y$
En général, on considère l'étude des dalles une tranche de 1 m de largeur, c'est-à-dire que l'on considère $b=100$

2-Principe de la méthode :

Soit L_x et L_y les distance mesurées entre nus des appuis
et q la charge uniformément répartie par unité de longueur
on calcule ρ_x l'élançement du panneau.

a- si $\rho_x < 0.4$ la dalle porte suivant un seul sens
(Dans ce cas on évalue les moments en ne tenant compte de
La flexion que suivant la plus petite dimension, donc on est
Ramené à l'étude d'une poutre de section rectangulaire, de
Largeur 1 m, de hauteur totale h_0 et de portée l_x .



b- si $0.4 \leq \rho_x \leq 1$ la dalle est considéré comme portant
deux direction.
(Dans ce cas on détermine les moments suivant lest deux
Direction L_x et L_y et on calcule les armatures parallèles a ces
Deux direction en fonction des moments trouvés)

-dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q l_x^2$

-dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport et du coefficient de poisson ν .

3-Etude du panneau de dalle n°1 :

3.1 Donnée :

$L_x=2.90m$
 $L_y=3.70m$
 $E_p=15cm$

3.2 charge supporté par le panneau :

$G= 6.26 \text{ kn/m}^2$ (poids propre de la dalle+ revêtements)
 $Q=2.5 \text{ kn/m}^2$ (surcharge d'exploitation)

3.3 calcul du panneau à L'ELU :

- a) combinaison de charge

$q_u = 1.35G + 1.5Q$
 $q_u = 1.35 \times 6.26 + 1.5 \times 2.5 \times 1m = \mathbf{12.20 \text{ kn/ml}}$

- b) Calcul de l'élanement du panneau :

$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.90}{3.70} = 0.78$

$0.4 \leq \rho_x = 0.78 \leq 1$ donc la dalles porte suivant deux direction.

-c) calcul des moments M_x et M_y

$M_x = \mu_x q l_x^2$
 $M_x = 0.0584 \times 12.2 \times 2.90^2$
 $\mathbf{M_{0x} = 5.991 \text{ kn.m}}$

avec $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{array} \right.$
 $v=0, \rho=0.78$

$M_y = \mu_y M_x$
 $M_y = 0.5608 \times 5.991$
 $\mathbf{M_{0y} = 3.35 \text{ kn.m}}$

Note: $M_y/M_x = 0.559 > 0.25$ C.V

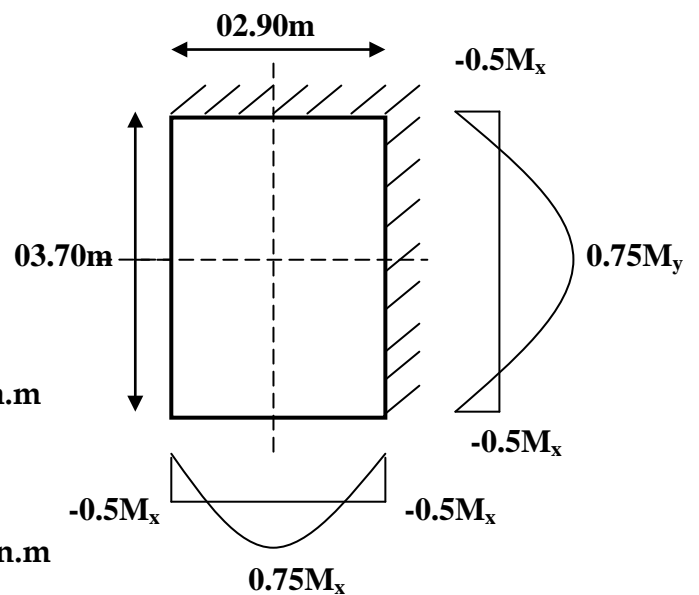
-d) correction des moments

Sens x-x en :

Travées : $M_x = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 5.991 = \mathbf{4.49 \text{ kn.m}}$
 Appuies: $M_{ax} = M_{bx} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 5.991 = \mathbf{2.99 \text{ kn.m}}$

Sens y-y en :

Travées : $M_y = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 3.35 = \mathbf{2.51 \text{ kn.m}}$
 Appuies: $M_{ay} = M_{by} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 5.991 = \mathbf{2.99 \text{ kn.m}}$



-e) calcul des efforts tranchant :

Au milieu de L_x

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{130.9}{3 \times 3.70} = \mathbf{11.79 \text{ Kn}}$$

avec: $P = qL_xL_y$

$$P = 12.20 \times 2.9 \times 3.70$$

Au milieu de L_y

$P = \mathbf{130.9 \text{ Kn}}$ (pour une bande de 1m)

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{130.9}{2 \times 3.70 + 2.90} = \mathbf{12.70 \text{ Kn}}$$

-f) calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur et de 15 cm d'épaisseur.

Ferrailage en travées

Sens x-x :

$$\mu = \frac{M_T^x}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.49 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 100} = 0.018 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad \mu = 0.018 \quad \beta = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_T^x}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.49 \times 10^5}{0.991 \times 13 \times 348 \times 100} \quad \square \quad A_{st} = \mathbf{1.00 \text{ cm}^2}$$

$A_{st} = 1.00 \text{ cm}^2 \implies$ on prend 5HA 8 = 2.51 cm² avec $e_p = 20 \text{ cm}$

Sens y-y :

$$\mu = \frac{M_T^y}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.51 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 100} = 0.01 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad \mu = 0.01 \quad \beta = 0.9995$$

$$A_{st} = \frac{M_T^y}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.51 \times 10^5}{0.9995 \times 13 \times 348 \times 100} \quad \square \quad A_{st} = \mathbf{0.55 \text{ cm}^2}$$

$A_{st} = 0.55 \text{ cm}^2 \implies$ on prend 5HA 8 = 2.51 cm² avec $e_p = 20 \text{ cm}$

Ferrailage en appuis

$$\mu = \frac{M_A}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.99 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 100} = 0.012 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad \mu = 0.012 \quad \beta = 0.999$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.99 \times 10^5}{0.999 \times 13 \times 348 \times 100} \quad \square \quad A_{st} = \mathbf{0.66 \text{ cm}^2}$$

$A_{st} = 0.66 \text{ cm}^2 \implies$ on prend 5HA 6 = 1.41 cm² avec $e_p = 20 \text{ cm}$

Zone	Sens	Mu (kn.m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Espacement (cm)
En Travée	X-X	04.49	01.00	5HA 8	20
	Y-Y	02.51	0.55	5HA 8	20
En appuie	X-X	02.99	0.66	5HA 8	20
	Y-Y	02.99	0.66	5HA 8	20

4- Vérification a l'état limite ultime

A) Espacements des armatures

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Direction principale

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

Direction secondaire :

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{60\text{cm}, 45\text{cm}\} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

B) Diamètre maximal des barres

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm.}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 08\text{mm} \leq 15 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

C) Entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ Mpa}$$

Sens x-x avec : $\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 d \Sigma u}$

$$\Sigma u_i = n \times \Pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.79 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 124.6} = 0.80 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.80 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

Sens y-y

$$\Sigma u_i = n \times \Pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.70 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 124.6} = 0.87 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.87 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres

D) Encrage des barres :

$$L_s = \frac{\Phi x f_e}{4 x t_{se}} \quad \text{avec : } \tau_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{Mpa}$$

$$L_s = \frac{0.8 x 400}{4 x 2.84} = 28.16 \text{ cm}$$

Vue que L_s dépasse la largeur de la poutre ou les barre seront ancrées, on procédera a des scellements avec crochet, la portée ancrée mesuré hors crochet L_c est au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers H.A

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 28.16 = 11.26 \text{ cm}$$

D) Condition de non fragilité

La condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 ($W_0 = 0.8\%$ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Direction principale x-x

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 \quad \text{Avec HA400} \rightarrow W_0 = 0.0008$$

$$W_x = 0.0008 \times (3 - 0.78) / 2 = 0.000888.$$

$$A_{min} \geq W_x \times b \times h = 0.000888 \times 100 \times 15 = 1.33 \text{ cm}^2 < 2.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_x^t = 2.51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Direction secondaire y-y

$$W_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 = 0.0008$$

$$A_y \geq b \times h \times W_0 = 100 \times 15 \times 0.0008 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2 < A_y^t = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

(Sans reprise de bétonnage)

Avec $\bar{\tau}_u = 1.16 \text{ Mpa}$

Sens x-x : $\tau_u = \frac{11.79 \times 10^3}{1 \times 10^3 \times 135} = 0.087 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Sens y-y : $\tau_u = \frac{12.70 \times 10^3}{1 \times 10^3 \times 135} = 0.094 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Donc : Aucune armature d'efforts tranchant n'est requise

5- Calcule à L'ELS

- a) combinaison de charge

$$q_s = G + Q = 6.26 + 2.5 = 8.76 \text{ kn/ml}$$

-b) calcule des moments M_x et M_y

$$M_x = \mu_x q l_x^2$$

$$M_x = 0.0584 \times 8.76 \times 2.90^2$$

$$M_{0x} = 4.30 \text{ kn.m}$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{array} \right.$
 $v=0, \rho=0.78$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0.5608 \times 4.30$$

$$M_{0y} = 2.41 \text{ kn.m}$$

Note: $M_y/M_x = 0.561 > 0.25$ C.V

-c) correction des moments

Sens x-x en :

Travées : $M_x = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 4.30 = 3.23 \text{ kn.m}$

Appuies: $M_{ax} = M_{bx} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 4.30 = 2.15 \text{ kn.m}$

Sens y-y en :

Travées : $M_y = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 2.41 = 1.81 \text{ kn.m}$

appui : $M_{ay} = M_{by} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 4.30 = 2.15 \text{ kn.m}$

-d) calcule des efforts tranchant :

Au milieu de L_x

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{93.99}{3 \times 3.70} = 8.45 \text{ Kn}$$

avec : $P = q L_x L_y$

$$P = 8.76 \times 2.9 \times 3.70$$

Au milieu de L_y

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{93.99}{2 \times 3.70 + 2.90} = 9.13 \text{ Kn}$$

P=130.9 Kn(pour une bande de 1m)

5-1 Vérification des contraintes dans le béton (Art .A.4.5.2/BAEL91) :

Contrainte dans l'acier

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Sens x-x en :

Appuis :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.41}{100 \times 13} \times 100 = 0.108$$

$$\rho_1 = 0.108 \quad \square \quad k_1 = 77.04 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.9457$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{APP}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.15 \times 10^3}{0.9457 \times 13 \times 1.41} = 124 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 124 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{.....CV.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.51}{100 \times 13} \times 100 = 0.193$$

$$\rho_1 = 0.193 \quad \square \quad k_1 = 55.16 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.9287$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.23 \times 10^3}{0.9287 \times 13 \times 2.51} = 106.58 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 106.58 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{.....CV.}$$

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

Appuis

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{124}{77.04} = 1.61$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.61 < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{.....CV}$$

Travée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{106.58.03}{55.16} = 1.93 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.93 < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{.....CV}$$

Sens y-y en :

Contrainte dans l'acier

Appuis :

$$\sigma_s = 124 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{.....CV}$$

En travée :

$$\sigma_s = 124 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{.....CV}$$

Contrainte dans le béton :

Appuis :

$$\sigma_{bc} = 1.61 < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{.....CV}$$

En travée :

$$\sigma_{bc} = 1.08 < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{.....CV}$$

Etat limite de déformation (Art B .65.1 BAEL91) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{290} = 0.052 \\ \frac{1}{16} = 0,062. \end{array} \right. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \dots\dots\dots \underline{\text{C.V}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.0019. \\ \frac{3.6}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01. \end{array} \right. \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_e} \quad \dots\dots\dots \underline{\text{C.V}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{3.23}{10 \times 9.21} = 0.035 \\ \frac{h}{L} = 0.05 \end{array} \right. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \quad \dots\dots\dots \underline{\text{C.V}}$$

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{370} = 0.04 \\ \frac{1}{16} = 0,062 \end{array} \right. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \dots\dots\dots \underline{\text{C.V}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.0019. \\ \frac{3.6}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01. \end{array} \right. \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_e} \quad \dots\dots\dots \underline{\text{C.V}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{1.81}{10 \times 14.99} = 0.012 \\ \frac{h}{L} = 0.04 \end{array} \right. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \quad \dots\dots\dots \underline{\text{C.V}}$$

Conclusion : Les trois conditions sont vérifiées donc Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche dans les deux sens.

C- Etude du panneau de dalle n°2 :

1- Donnée :

$L_x=2.44m$; $L_y=7.67m$; $ep=15cm$

2- charge supporté par le panneau :

$G= 6.26 KN/m^2$ (poids propre de la dalle+ revêtements)

$Q=2.5 KN/m^2$ (surcharge d'exploitation)

3- calcule du panneau à L'ELU :

- a) combinaison de charge

$q_u = 1.35G + 1.5Q$

$q_u = 1.35 \times 6.26 + 1.5 \times 2.5 \times 1m = 12.20 \text{ kn/ml}$

- b) Calcul de l'élanement du panneau :

$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.44}{7.67} = 0.32$

$\rho_x=0.78 \leq 0.4$ donc la dalles porte suivant une seul direction.

Le calcul est mené en flexion en considérant une poutre sur deux appuis dont la section fait 1m de largeur parallèle au petit coté.

En considère

-c) calcul du rapport des charges :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{2.5+6.26} = 0.285$

$\begin{cases} (1+0.3\alpha) = 1.0855 \\ (1.2+0.3\alpha)/2 = 0.643 \end{cases}$

-b) combinaison de charges

-a l'ELU : $q_u = 12.20 \text{ Kn/ml}$

-a l'ELS : $q_u = 08.76 \text{ Kn/ml}$

-c) calcul du moment isostatique

$M_0 = \frac{12.20 \times 2.44^2}{8} = 9.08 \text{ KN.m}$

-d) moment sur appuies

$M_A = M_B = 0.3M_0 = 0.3 \times 9.08 = 02.72 \text{ KN.m}$

-e) moment en travée

$(1+0.3\alpha) = 1.0855 \geq 1.05$

$\begin{cases} M_{Tab} \geq 1.0855M_0 - \frac{Ma+Mb}{2} = 07.14 \text{ kn.m} \\ M_{Tab} \geq 0.643M_0 = 05.84 \text{ kn.m} \end{cases}$

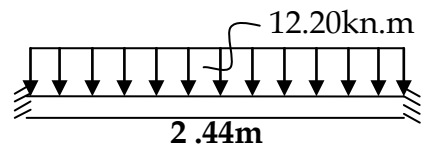
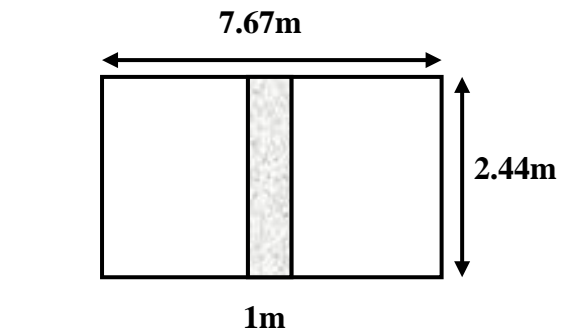
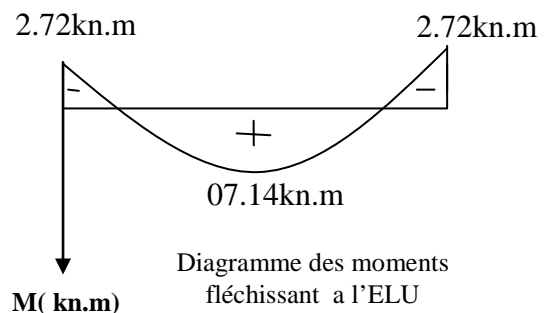
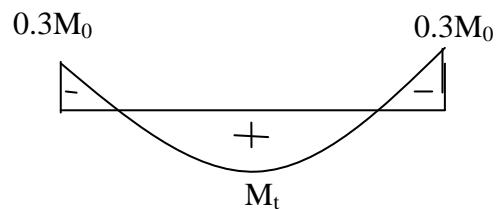


Diagramme des chargements



Soit $M_{TAB} = 07.14 \text{ kn.m}$

-f) calcul des efforts tranchants

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

L : longueur de la travée considérée

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

M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques

$$T(A) = \frac{qu \times L}{2} - \frac{M_b - M_a}{Lab}$$

$$T(A) = \frac{12.20 \times 2.44}{2} - \frac{2.72 - 2.72}{2.44} = 14.88 \text{ kn}$$

$$T(B) = - \frac{12.20 \times 2.44}{2} - \frac{2.72 - 2.72}{2.44} = -14.88 \text{ kn}$$

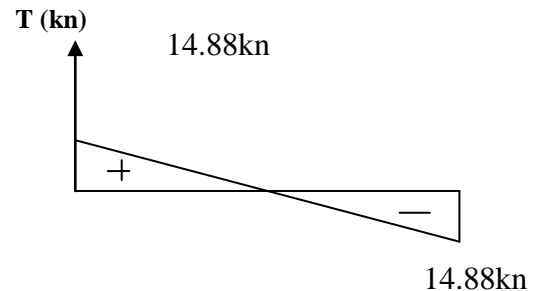


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Ferrailage en travées

$$\mu = \frac{M_T}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.14 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad \mu = 0.030 \quad \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.14 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} \quad \square \quad A_{st} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Ast = 1.60 cm² ⇒ on prend 5HA 8 = 2.51 cm² avec e_p = 20cm

Armature de répartition

$$A_r = A_t / 4 \quad \square \quad A_r = 0.63 \text{ cm}^2$$

Ar = 0.98 cm² ⇒ on prend 5HA 8 = 2.51 cm² avec e_p = 20cm

Ferrailage en appuis

$$\mu = \frac{M_A}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.72 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad \mu = 0.012 \quad \beta = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.72 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} \quad \square \quad A_{st} = 0.61 \text{ cm}^2$$

Ast = 0.66 cm² ⇒ on prend 5HA 8 = 2.51 cm² avec e_p = 20 cm

Armature de répartition

$$A_r = A_t / 4 \quad \square \quad A_r = 0.63 \text{ cm}^2$$

Ar = 0.63 cm² ⇒ on prend 5HA 8 = 2.01 cm² avec e_p = 20cm

Armature	A _{CALCULÉ} (cm ²)	A _T (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Espacement (cm)
principale	1.60	2.51	5HA 8	20
répartition	A _T /4	0.63	5HA 8	20

4 - Vérification a l'état limite ultime

A) Condition de non fragilité

La condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 ($W_0 = 0.8\%$ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Direction principale x-x

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 \quad \text{Avec HA400} \rightarrow W_0 = 0.0008$$

$$W_x = 0.0008 \times (3 - 0.32) / 2 = 0.00107.$$

$$A_{\min} \geq W_x \times b \times h = 0.00107 \times 100 \times 15 = 1.61 \text{cm}^2 < 2.51 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.61 \text{cm}^2 < A^t = 2.51 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

B) Espacements des armatures

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Direction principale

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Direction secondaire :

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$$

$$St = 25 \text{cm} < \min \{60\text{cm}, 45\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

C) Diamètre maximal des barres

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h / 10 = 150 / 10 = 15 \text{mm.}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 10 \text{mm} \leq 15 \text{mm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

D) Entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi \times f_{t28} = 3.15 \text{Mpa}$$

Avec : $\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 d \Sigma u}$; $\Sigma u_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{14.88 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 100.48} = 1.27 \text{Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.27 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres

D) Encrage des barres :

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \zeta_{se}} \quad \text{avec : } \tau_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{Mpa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

Vue que L_s dépasse la largeur de la poutre ou les barre seront ancrées, on procédera a des scellements avec crochet, la portée ancrée mesuré hors crochet L_c est au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers H.A

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 35.21 = 14.08 \text{cm} \quad \longrightarrow \quad L_c = 15 \text{cm}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{14.88 \times 10^3}{1 \times 10^3 \times 135} = 0.11 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 1.16 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc : Aucune armature d'efforts tranchant n'est requise

5- Calcule à L'ELS

-a) calcule du moment isostatique 2.44m

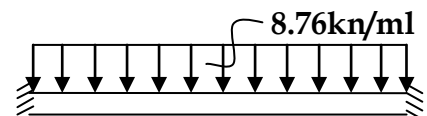
$$M_0 = \frac{0.876 \times 2.44^2}{8} = 6.52 \text{KN.m}$$

-d) moment sur appuies

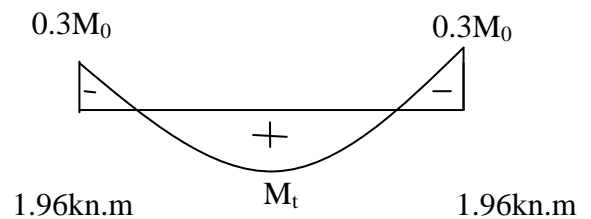
$$M_A = M_B = 0.3M_0 = 0.3 \times 9.08 = 01.96 \text{ KN.m}$$

-b) moment en travée

$$\begin{cases} (1+0.3\alpha) = 1.0855 \geq 1.05 \\ M_{Tab} \geq 1.0855M_0 - \frac{Ma+Mb}{2} = 5.12 \text{kn.m} \\ M_{Tab} \geq 0.643M_0 = 04.19 \text{ kn.m} \end{cases}$$



2.44 m
Diagramme du chargement



5.12kn.m
Diagramme des moments fléchissant a l'ELS

Soit $M_{tAB} = 5.12 \text{ kn.m}$

-f) calcul des efforts tranchants

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

$$T(A) = \frac{qu \times L}{2} - \frac{M_b - M_a}{L_{ab}}$$

$$T(A) = \frac{08.76 \times 2.44}{2} - \frac{1.96 - 1.96}{2.44} = 10.69 \text{ kn}$$

$$T(B) = - \frac{08.76 \times 2.44}{2} - \frac{1.96 - 1.96}{2.44} = -10.69 \text{ kn}$$

5.1-Vérification des contraintes dans le béton (Art .A.4.5.2/BAEL91) :

a) Contrainte dans l'acier

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.51}{100 \times 13} \times 100 = 0.193$$

$$\rho_1 = 0.193 \quad \square \quad k_1 = 51.96 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.9287$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{APP}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.96 \times 10^3}{0.9287 \times 13 \times 2.51} = 64.67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 64.67 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \dots\dots\dots \text{CV.}$$

b) Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{64.67}{51.96} = 1.24$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.24 < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{CV.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.51}{100 \times 13} \times 100 = 0.193$$

$$\rho_1 = 0.193 \quad \square \quad k_1 = 51.96 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.9287$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.12 \times 10^3}{0.9287 \times 13 \times 2.51} = 168.95 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{168.95}{42.53} = 3.97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.97 < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{CV.}$$

c) Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91) :

La fissuration est considéré comme entant peu nuisible, donc il est n'est pas nécessaire de vérifier l'état limite d'ouverture des fissure

d) Etat limite de déformation (Art B .65.1 BAEL91) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$h/l \geq 1/16 = 0.065 \implies 0.15/2.44 = 0.061 \leq 0.065 \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$A/bd \leq 4.2/f_e \implies 3.92/100 \times 13 = 0.0030 \leq 4.2/400 = 0.01 \quad \text{condition vérifié.}$$

$$h/l \geq M_t/10M_0 \implies 0.15/2.44 = 0.061 > 6.52/10 \times 5.12 = 0.058 \quad \text{condition vérifié.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de procédé au calcul de la flèche

3.3- Calcul du porte à faux

1- Introduction

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du planché, soumise à des charges permanentes dues à son poids propre << G >>, au poids propre du garde corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.

L'épaisseur du balcon est donnée comme suite :

L : La largeur de balcon

$$\frac{L}{10} \geq \frac{145}{10} = 14.5[cm]$$

Ce qui donne e = 15 [cm]

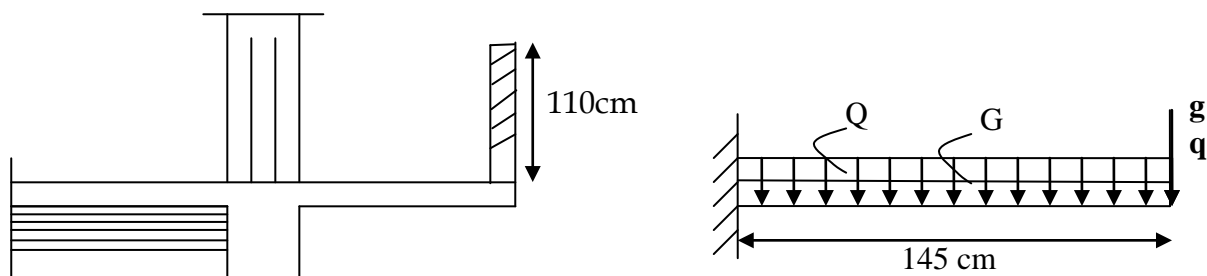


Figure1 : Schéma statique du balcon.

2- Détermination des charges et surcharges

a- Charges permanentes

Charge G due à la dalle en béton arme $G = 5.56 \text{ KN/m}^2$

b- charge concentrée

Poids propre du garde-corps..... $g = [(0.9) + (0.2 \times 2)] \times 1.10 \times 1 = 1.43 \text{ KN}$

Charge due à la main courante $q = 1 \text{ KN}$

c- surcharge d'exploitation:..... $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

➤ Calcul à l'état limite ultime

2.1 - Combinaison de charges

✓ A l'ELU

- Dalle: $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5.56) \times 1 + (1,5 \times 3,5) \times 1 = 12,75 \text{ KN/ml}$
- Garde-corps: $q_{u2} = 1,35G_1 = (1,35 \times 1,43) \times 1 = 1.93 \text{ KN/ml}$.
- Main courante : $q_{u3} = 1.5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$.

✓ A l'ELS

- Dalle: $q_{s1} = (5.56+3.5) \times 1 = 9.06 \text{KN/ml}$
- Garde-corps $q_{s2} = 1.43 \text{ KN/ml}$.
- Main courante $q_{s3} = 1 \text{KN/ml}$.

3- Ferrailage

➤ Calcul du moment sollicitant

$$Mu = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times l$$

$$Mu = -12,75 \times \frac{1,45^2}{2} - 1,93 \times 1,45 - 1,5 \times 1,45$$

$$Mu = -18.37 \text{ KN.m}$$

➤ Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.37 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14,2} = 0,070 < 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,070 \Rightarrow \beta = 0,9637$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.37 \times 10^3}{0,9637 \times 13.5 \times 348} = 4.05 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4.52 cm² avec un espacement S_t = 25cm

➤ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 [cm²] avec S_t = 25cm

4-Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot (100)(13.5) = 1,63\text{cm}^2$$

$$A = 4.52\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

B) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2/ BAEL91).....[2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} + q_{u3} = (12.75 \times 1,45) + 1.93 + 1.5 = 21.91 \text{ KN}$$

$$V_u = 21.91 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{21.91 \times 10^3}{1000 \times 135} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.162 \text{ Mpa.}$$

$$0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Conclusion : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

C) L'adhérence des barres: (Art.A.6.1, 3/ BAEL91).....[2]

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\text{max}}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

❖ Dans le sens yy

$$\sum U_i = 3,14 \times 4 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.91 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 150.72} \quad \underline{\text{Donc}} : \tau_{se} = \mathbf{1.19 \text{ Mpa.}}$$

$$\tau_{se} = 1.19 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

Conclusion : Pas de risque d'entraînement des barres

D) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)..... [2]

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}

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ Mpa.}}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} ; \underline{\text{On prend}} \quad L_s = \mathbf{45 \text{ cm.}}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre 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 : $L_c = \mathbf{18 \text{ cm}}$

E) Espacement des armatures

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $\longrightarrow S_t \leq \min \{2h ; 25\text{cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 25 = \text{cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

5- Vérification à l'ELS

➤ **Calcul du moment sollicitant**

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l + q_{s3} \times l$$

$$M_s = 9.06 \times \frac{1,45^2}{2} + 1.43 \times 1,45 + 1 \times 1.45$$

$$M_s = 13.04 \text{ KN.m}$$

A° Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2/BAEL91).....[2]

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.

B° Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2/BAEL91).....[2]

• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.52}{100 \times 13.5} \times 100 = 0.335$$

$$\rho_1 = 0.335 \quad \square \quad k_1 = 40.79 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.9104$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{13.04 \times 10^6}{0.914 \times 130 \times 390} ; \text{Donc} : \sigma_{st} = 281.39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 281.39 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{281.39}{40.79} \quad \text{Donc} \quad \sigma_{bc} = 6.89 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.89 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

C° **Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424/BAEL 91).....[2]**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\boxed{\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{145} = 0,103$ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots C.V$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0,0033$ $\frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots C.V$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{145} = 0,103$
- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{13.04}{10.13.04} = 0,1$ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots C.V$

Donc : on peut se dispenser du calcul de la flèche vue que toute les conditions sont satisfaite

Conclusion : Les balcons seront ferrailés comme suit

- ❖ Armature principales : 4HA12 avec e=25 cm
- ❖ Armatures secondaire : 4HA10avec e=25 cm

3.4- Calcul des escaliers :

Notre structure procède de type d'escaliers, l'un est droit et l'autre balancé, qui seront réalisés en béton armé coulé sur place.

1^{ere} cas escalier droit :

Pré dimensionnement de l'escalier droit		
Données et formules	résultats	Schéma de l'escalier droit
H	153cm	
Hauteur de la marche (h)	17cm	
Nombre de contre marche ($n = \frac{H}{h}$)	n=9 contre marches	
Nombre de marche= (n-1)	8 marches	
Calcul du giron (g) $60\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$	g=30 cm	
Vérification de la loi de BLONDEL $2h + g = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$	Vérifier	
emmarchement	130cm	Schéma statique de l'escalier
Largeur du palier (l_P) $L_P = \min(1.2 \times \text{emmarchement})$	$L_P = 156\text{cm}$	
Dimensionnement de la paillasse $L_{VP} = (n-1)g$	$L_{VP} = 240\text{ cm}$	
Angle a	$a = 32.51^\circ$	
$L_V = L_{VP} / \cos a$	$L_V = 284.62\text{cm}$	
$L = L_V + L_P$	$L = 440.59\text{cm}$	
Epaisseur de la paillasse $\frac{L}{30} \leq h_e \leq \frac{L}{20}$	$h_e = 15\text{ cm}$	

1-Détermination des charges et surcharges :

1.1- Charges permanentes:

a) Palier:

Eléments	Épaisseur (cm)	Masse volumique	Charge (KN/m2)
Revêtement en carrelage	2	DTR	0.40
Mortier de pose	2	DTR	0.40
Dalle pleine	15	2500	3.75
Enduit de ciment	2	DTR	0.36
			G=4.91

b) Volée:

Eléments	Épaisseur (cm)	Masse volumique	Charge (KN/m2)
Revêtement en carrelage	2	DTR	0.40
Mortier de pose	2	DTR	0.40
Marches	17/2	2500	2.125
Dalle pleine	15/cos32.51	2500	4.45
Garde-corps	10	DTR	0.2
			G=8.16

1.2- Charges d'exploitations:(DTR B.C 2.2/Art 7.1) :

Eléments	Charges (KN / m ²)
Palier	2.5
Volée	2.5

2- Combinaison de charges a l'ELU :

Palier:

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = 1.35 \times 4.91 + 1.5 \times 2.5 = 10.378 \text{ KN/ml}$$

Volée:

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = 1.35 \times 8.16 + 1.5 \times 2.5 = 14.766 \text{ KN/ml}$$

La charge concentrique :

$$q_u = 1.35 (3.06 - 0.15) \times 1 \times 2.60 = 10.21 \text{ KN}$$

3- Calcul des efforts internes a l'ELU (escalier droit) :

EFFORTS INTERNES(ELU)						
Réaction d'appuis (KN)						
$\Sigma F_v=0$ $RA + RB - 14.766 \times 2.846 - 10.37 \times 1.56 - 10.21 = 0$ $\Sigma M/B=0$ $RA \times 2.846 + 10.37 \times 1.56^2 / 2 + 10.21 \times 1.56 - 14.766 \times 2.846^2 / 2 = 10.970$	$RA = 10.970$ $RB = 57.44$	<p>Schéma de l'escalier a deux volées (ELU)</p>				
$0 \leq x \leq 2.846m$	Efforts tranchants(KN)					
	$T(x) = 10.97 - 14.766x = 0$	<table border="1"> <tr> <td>X=0</td> <td>T=10.97</td> </tr> <tr> <td>X=2.846</td> <td>T=-31.037</td> </tr> </table>	X=0	T=10.97	X=2.846	T=-31.037
	X=0	T=10.97				
	X=2.846	T=-31.037				
Moment fléchissant (KN .m)						
$M(x) = 10.97x - 14.766x^2 / 2$	<table border="1"> <tr> <td>X=0</td> <td>M=0</td> </tr> <tr> <td>X=2.846</td> <td>M=-28.55</td> </tr> </table>	X=0	M=0	X=2.846	M=-28.55	
X=0	M=0					
X=2.846	M=-28.55					
$0 \leq x \leq 1.56m$	Efforts tranchants(KN)					
	$T(x) = 10.21 + 10.378x = 0$	<table border="1"> <tr> <td>X=0</td> <td>T=10.21</td> </tr> <tr> <td>X=1.56</td> <td>T=26.39</td> </tr> </table>	X=0	T=10.21	X=1.56	T=26.39
	X=0	T=10.21				
	X=1.56	T=26.39				
Moment fléchissant (KN .m)						
$M(x) = -10.21x - 10.37x^2 / 2$	<table border="1"> <tr> <td>X=0</td> <td>M=0</td> </tr> <tr> <td>X=1.56</td> <td>M=-28.55</td> </tr> </table>	X=0	M=0	X=1.56	M=-28.55	
X=0	M=0					
X=1.56	M=-28.55					

3.1- Calcul de M_{max} :

1 ^{ER} tançons		
$\frac{dM(x)}{dx} = 0$	X m	M_{ax} Kn.m
$10.79 - 14.766x = 0$	0.730	4.073
2 ^{eme} tançons		
$\frac{dM(x)}{dx} = 0$	X m	M_{max} Kn.m
$-10.21 - 10.37x = 0$	0.98	14.985

Remarque

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} aux appuis et en travée.

3.2- Moments aux appuis:

$$M_{\text{appuis}} = (-0.3) M_{\text{max}} = 0.3 \times 4.073 = -1.222 \text{KN.m}$$

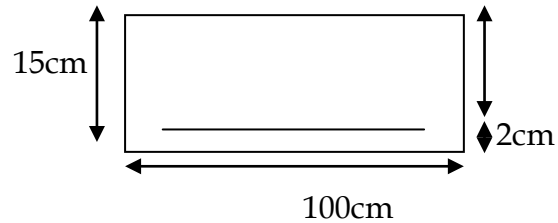
3.3- Moment en travée:

$$M_{\text{travée}} = (0.85) M_{\text{max}} = 0.85 \times 4.073 = 3.462 \text{KN.m}$$

4 -Calcul des armatures:

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

$$b = 100\text{cm}, h = 15\text{cm}, c = 2\text{cm}, d = 13\text{cm}$$



4.1- En travée :

4.1.1- Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3.47 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,0144 \leq \mu_u = 0,392 \square \text{ S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,0144 \square \beta = 0,995$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{3.47 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0,995} = 0.77 \text{cm}^2$$

On opte pour : **6HA8=3.02 cm²/ml Soit 1T8 tous les 15cm.**

4.1.2- Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.02}{4} = 1,51 \text{cm}^2$$

On opte pour : **4HA10=3.14 cm²/ml ; Soit 1HA10 tous les 25cm.**

4.2- En appuie

4.2.1- Armatures longitudinales :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e_p=15cm).

$$\mu_u = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{28,55 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,119 \leq \mu_u = 0,392 \square \text{ S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,119 \square \beta = 0,936$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{28,55 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0,936} = 6.75 \text{cm}^2$$

On opte pour : **6HA8+6HA10= 7.73 cm²/ml tous les 15 cm.**

4.2.2- Armatures de répartition

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.73}{4} = 1,93\text{cm}^2$$

On opte pour : **4HA10=3.14 cm²/ml Soit 1HA10 tous les 25 cm.**

5- Vérification a l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23bd f_{t28}/f_e \longrightarrow A_{\text{min}} = 0.23 \times 13 \times 100 \times 2.1 / 400$$

Appuie : $A_{\text{adopté}} = 7.73\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.567 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifier

Travée : $A_{\text{adopté}} = 3.14\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.567 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifier

b) Vérification de l'effort tranchant : (fissuration peu nuisible)

b.1- 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 $\bar{\tau}_u$:

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13f_{c28}, 5\text{Mpa}) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa}$$

Calcul de τ_u^{max} :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{31.037 \times 10^3}{1000 \times 130} \longrightarrow \text{Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.238 \text{ MPa.}}}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c)- ELU des armatures d'âmes (art 5.1.23/BAEL91) :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{V_u}{0.9d\gamma_s} \longrightarrow \frac{2.36}{30} \geq \frac{31.037 \times 10}{0.9 \times 13 \times 348}$$

$$0.078 \geq 0.076 \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

d)- ELU du béton d'âme (art 5.1.21/BAEL91) : Fpp

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.238 \leq 3.33\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

e)- Pourcentage d'armatures transversales (Art 5.1.22/BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min \left\{ 0.9d ; 40\text{cm} \right\} \longrightarrow S_t = 11.7\text{cm} \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4\text{MPa} \longrightarrow \frac{2.36 \cdot 400}{100 \cdot 11.70} = 0.806 \geq 0.4\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

f)- Diamètre des aciers transversaux (Art 7.2.2/BAEL91)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_1 ; h/35 ; b_0/10 \right\} = \min \left\{ 1.2 ; 0.428 ; 10 \right\}$$

On prend : $\Phi_t = 8\text{mm}$

g)- Justification des sections d'appui (Art 5.1.3/BAEL91) :

Appui intermédiaire :

Il convient d'ancrer une section : $A_{st} \geq (V_u + M_u/0.9d) / f_{e/y_s}$,

A vérifier de chaque coté de l'appui.

$$A_{st} \geq (31.037 + 28.55/0.913) / 348 = 1.603$$

$$A_{st} = 2.36 \geq 1.603 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

h)- Vérification de l'adhérence des barres :

Entraînement des armatures (Art 6.1.3/BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de τ_{se} :

$$\tau_{se} = \frac{31.037 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226.08} = 1.17$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres}$$

I)- Calcul de la longueur d'ancrage (Art A 6.1.22 BAEL91)

Calcul de τ_{su}

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

Pour $\Phi=1.2 \text{ cm} \longrightarrow L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm}$

Pour $\Phi=0.8 \text{ cm} \longrightarrow L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28.21 \text{ cm}$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre 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_a » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4 L_s \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} L_s = 42.32 \text{ cm} \longrightarrow L_a = 16.92 \text{ cm} \\ L_s = 28.21 \text{ cm} \longrightarrow L_a = 11.28 \text{ cm} \end{array} \right.$$

6- Calcul a l'ELS:

6.1- Combinaison de charges:

Palier : $q_u = (G + Q) \times 1 = 4.91 + 2.5 = 7.41 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_u = (G + Q) \times 1 = 8.16 + 2.5 = 10.66 \text{ KN/ml}$

La charge concentrique :

$$q_u = (3.06 - 0.15) \times 1 \times 2.60 = 7.566 \text{ KN}$$

6.2- Calcul des efforts internes al'ELS (escalier droit)

EFFORTS INTERNES(ELS)							
Réaction d'appuis (KN)							
$\Sigma F_v=0$ $R_A + R_B - 10.66 \times 2.846 - 4.41 \times 1.56 - 7.566 = 0$ $\Sigma M/B=0$ $R_A \times 2.846 + 7.41 \times 1.56^2 / 2 + 7.566 \times 1.56 - 10.66 \times 2.846^2 / 2 = 0$	$R_A = 7.85$ $R_B = 41.60$	<p style="text-align: center;">Schéma de l'escalier à deux volées (ELU)</p>					
$0 \leq x \leq 2.846m$	Efforts tranchants(KN)						
	$T(x) = 7.85 - 10.66x = 0$	<table border="1"> <tr><td>X=0</td><td>T=7.5</td></tr> <tr><td>X=2.846</td><td>T=-22.838</td></tr> </table>		X=0	T=7.5	X=2.846	T=-22.838
	X=0	T=7.5					
	X=2.846	T=-22.838					
Moment fléchissant (KN .m)							
$M(x) = 7.85x - 10.66x^2 / 2$	<table border="1"> <tr><td>X=0</td><td>M=0</td></tr> <tr><td>X=2.846</td><td>M=-21.82</td></tr> </table>	X=0	M=0	X=2.846	M=-21.82		
X=0	M=0						
X=2.846	M=-21.82						
$0 \leq x \leq 1.56 m$	Efforts tranchants(KN)						
	$T(x) = 7.566 + 7.41x = 0$	<table border="1"> <tr><td>X=0</td><td>T=7.566</td></tr> <tr><td>X=1.56</td><td>T=19.13</td></tr> </table>		X=0	T=7.566	X=1.56	T=19.13
	X=0	T=7.566					
	X=1.56	T=19.13					
Moment fléchissant (KN .m)							
$M(x) = -7.566x - 7.41x^2 / 2$	<table border="1"> <tr><td>X=0</td><td>M=0</td></tr> <tr><td>X=1.56</td><td>M=-21.82</td></tr> </table>	X=0	M=0	X=1.56	M=-21.82		
X=0	M=0						
X=1.56	M=-21.82						

Calcul de M_{max} :

1 ^{ER} tançons		
$\frac{dM(x)}{dx} = 0$	X m	M_{max} (KN.m)
$7.5 - 10.66x = 0$	0.70	2.638
2 ^{eme} tançons		
$\frac{dM(x)}{dx} = 0$	X	M_{max} (KN.m)
$-7.566 - 7.41x = 0$	1.02	-11.57

Calcul des moments sur appuis :

$M_{APP} = -0.3M_{MAX} = -0.3 \times 2.638 \longrightarrow M_{app} = -0.79KN.m$

6.3- Vérification des contraintes dans le béton (Art .A.4.5.2/BAEL91) :

6.3.1- Contrainte dans l'acier

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{7.73}{100 \times 13} \times 100 = 0.594$$

$$\rho_1 = 0.519 \quad \square \quad k_1 = 30.95 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.891$$

$$\sigma_s = \frac{M_{APP}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{21.83 \times 10^3}{0.891 \times 13 \times 6.75} = 303.75 \text{Mpa} \quad \text{Donc : } \sigma_s = \underline{\underline{303.75 \text{Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 303.75 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

6.3.2- Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{Mpa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad ; \quad \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{303.75}{30.95} = 9.81$$

$$\sigma_{bc} = 9.81 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.241$$

$$\rho_1 = 0.232 \quad \square \quad k_1 = 49.93 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.922$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.24 \times 10^3}{0.922 \times 13 \times 3.02} = 58.40 \text{Mpa} \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{58.4 \text{Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{58.4}{49.93} = 1.17 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.17 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

6.4- Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91) :

La fissuration est considéré comme entant peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de la vérifier.

6.5- Etat limite de déformation (Art B .65.1 BAEL91) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{284.6} = 0.052. \\ \frac{1}{16} = 0,062. \\ \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{7.73}{100 \times 13} = 0.0052. \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01. \end{array} \right. \quad \frac{h}{L} < \frac{1}{16} \quad \dots\dots\dots \underline{\text{C.N.V}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{2.24}{10 \times 10.79} = 0.02. \\ \frac{h}{L} = 0.052. \end{array} \right. \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad \dots\dots\dots \underline{\text{C.V}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{2.24}{10 \times 10.79} = 0.02. \\ \frac{h}{L} = 0.052. \end{array} \right. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \quad \dots\dots\dots \underline{\text{C.V}}$$

La première condition n'est pas vérifiée ; donc on procédera au calcul de la flèche.

7- Calcul de la flèche:(Art B.6.5,2/BAEL91) :

$$f = \frac{5Q_{max} \times L^4}{I_{fv} \times 384 \times E_v}$$

$$f = \frac{L}{500} \implies f = \frac{284.6}{500} = 0.569\text{cm} \quad ; \quad \text{la flèche admissible.}$$

$$q_{max} = \max(\ll q \gg \text{paillasse} ; \ll q \gg \text{palier}) = 10.66\text{kn/ml}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = V_1 + V_2 \\ V_1 = \frac{S_{xx}}{b_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{xx} = 15 \times A_t \times b + \frac{bh^2}{2} \text{ (moment statique).} \\ S_{xx} = (15 \times 7.73 \times 13) + \frac{100 \times 15^2}{2} \end{array} \right. \quad S_{xx} = 12572.1\text{cm}^3$$

7.1- Haire de la section homogénéisée

$$\left\{ \begin{array}{l} B_0 = 15 \times A_t + B \times H \\ B_0 = 15 \times 6.78 + 100 \times 15 \\ V_1 = \frac{S_{xx}}{b_0} \\ V_2 = h - V_1 = 15 - 7.85 = 7.15 \text{ cm.} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} B_0 = 1601.7 \text{ cm}^4 \\ V_1 = 7.85 \text{ cm}; V_2 = 7.15 \text{ cm} \end{array}$$

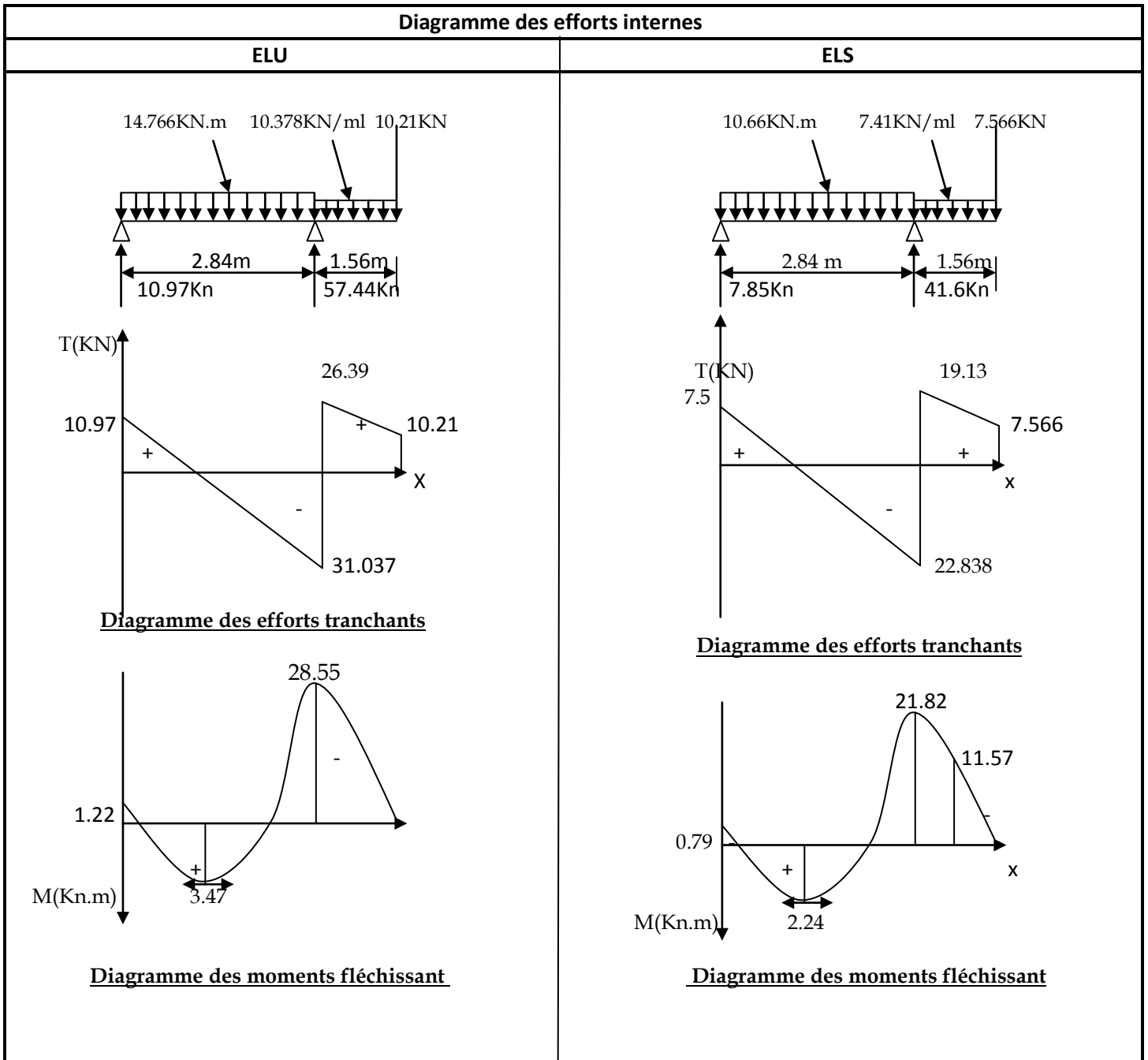
Calcul de :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fv} = \frac{bx(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15 \times A_t \times (V_2 - c) \\ I_{fv} = \frac{100x(7.85^3 + 7.15^3)}{3} + 15 \times 3.92 \times (7.15 - 2) \end{array} \right. \quad I_{fv} = 28832.505 \text{ cm}^4$$

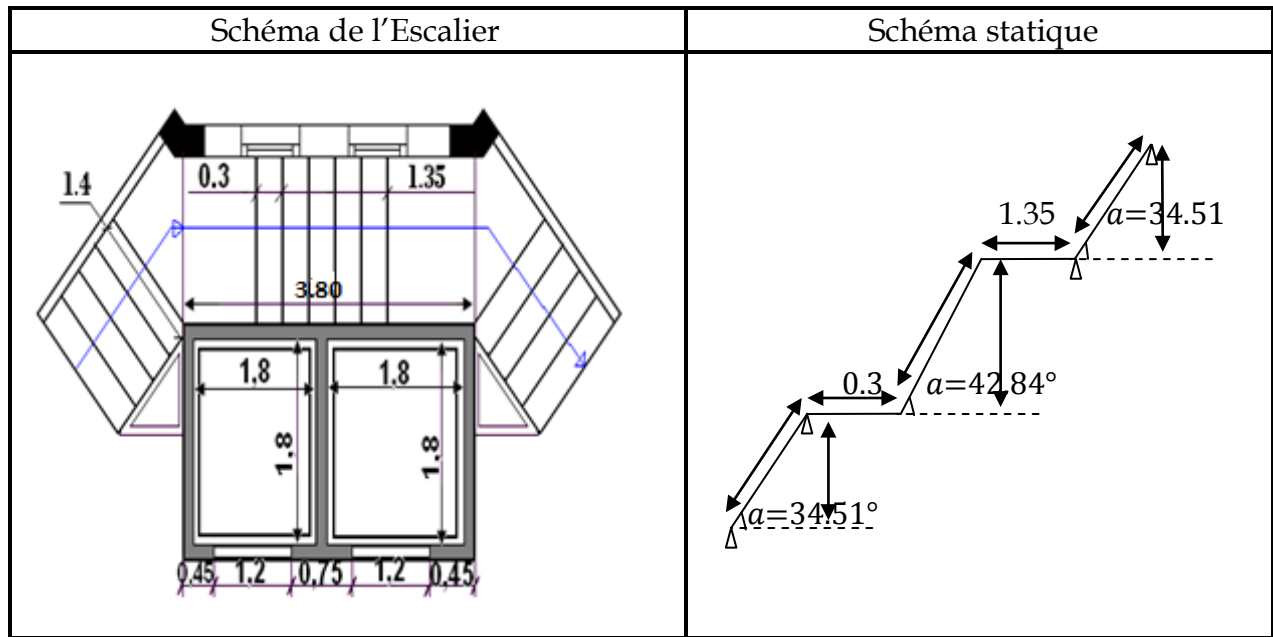
$$f = \frac{5 \times 10.66 \times 2.846^4}{28832.505 \times 10^{-8} \times 384 \times 10818.865 \times 10^3} = 0.0029 \text{ m}$$

$f = 0.0029 < f = 0.569 \text{ m}$ Condition vérifiée.

Tableau récapitulatif des efforts internes à l'ELU et à l'ELS pour l'escalier droit :



2^{eme} cas : Escalier balancée :



Pré-dimensionnement :

- Giron : $g=30$ cm
- Hauteur de la marche : $h=17$ cm
- Nombre de marche $n=18$
- Largeur du palier $L=1.3$ m

1- Détermination des charges et surcharges :

a) Charges permanentes:

Palier:

Eléments	Épaisseur (cm)	Masse volumique	Charge (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	DTR	0.40
Mortier de pose	2	DTR	0.40
Dalle pleine	15	2500	3.75
Enduit de ciment	2	DTR	0.36
			G=4.91

Volées de rive :

Eléments	Épaisseur (cm)	Masse volumique	Charge (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	DTR	0.40
Mortier de pose	2	DTR	0.40
Marches	17/2	2500	2.125
Dalle pleine	15/cos34.51	2500	4.55
Garde-corps	10	DTR	0.2
			G=7.525

Volée intermédiaire :

Eléments	Épaisseur (cm)	Masse volumique	Charge (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	DTR	0.40
Mortier de pose	2	DTR	0.40
Marches	17/2	2500	2.125
Dalle pleine	15/cos42.48	2500	5.11
Garde-corps	10	DTR	0.2
			G=8.23

b) Charges d'exploitations:(DTR B.C 2.2/Art 7.1) :

Eléments	Charges (KN /m ²)
Palier	2.5
Volée	2.5

2- Combinaison de charges:

a) L'ELU

Palier : $q_u = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = 1.35 \times 4.91 + 1.5 \times 2.5 = 10.378 \text{ kn/ml}$

Volée de rive: $q_u = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = 1.35 \times 7.525 + 1.5 \times 2.5 = 13.908 \text{ kn/ml}$

Volée de rive: $q_u = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = 1.35 \times 8.23 + 1.5 \times 2.5 = 14.86 \text{ kn/ml}$

3- Calcul des efforts internes:

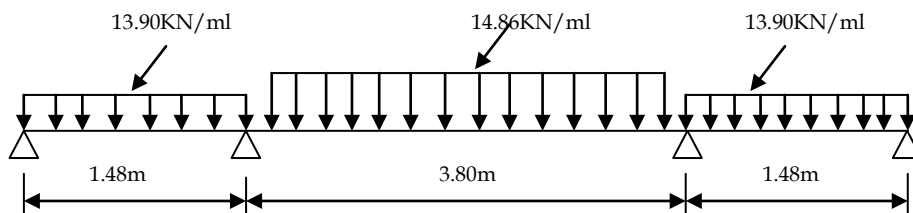


Figure1 : diagramme des chargements

NB : Le calcul des efforts internes se fera par la méthode des trois moments.

Remarque :

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- ❖ Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- ❖ Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

3.1- Moments sur appuis :

Par symétrie nous avons : $M_1=M_4$; $M_2=M_3$

Pour $i=1$ $2.96M_1+1.48M_2= -11,26$

Pour $i=2$ $1.48M_1+14.36M_2= -215,11$

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

$M_1=M_4 =3.88\text{KN}$; $M_2=M_3=-15.38\text{KN}$

3.2- Calcul des moments en travées :

Travée1 et 3 : $M(x)=-6.96x^2-2.73x+3.88 \rightarrow dM_x/d_x=0 \rightarrow x=0.20$

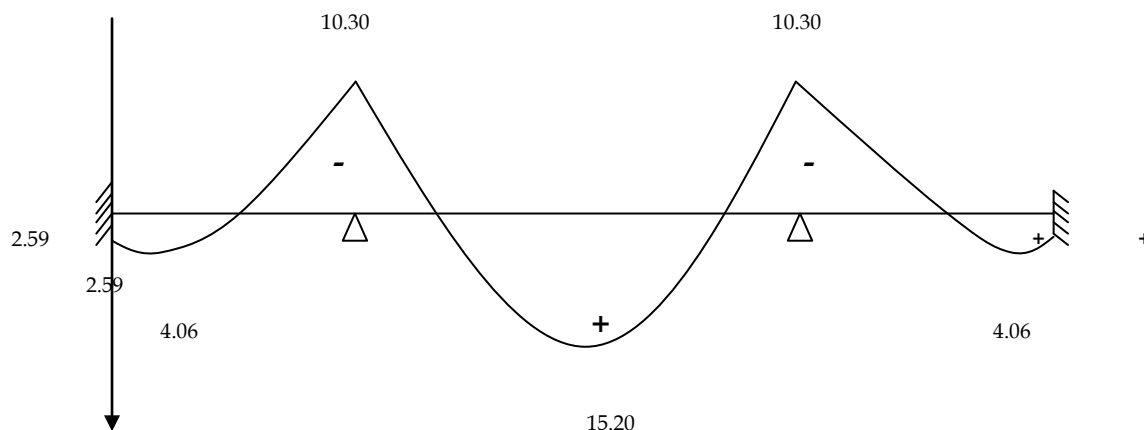
Travée2 : $M(x)=-7.43x^2+28.23x-15.38 \rightarrow dM_x/d_x=0 \rightarrow x=1.90$

Travée	Longueur(m)	Abscisse pour M_{\max} (m)	Valeur de M_{\max} (kn.m)
1	1.48	0.20	3.055
2	3.80	1.90	11.43
3	1.48	0.20	3.055

-En majorant les moments en travée de 1/3 et en minorant les moments aux appuis de 1/3 on obtient résultats suivants.

M_{app} en appuie après correction(KN.m)	M_{max} en travée après correction(KN.m)
$M_1=2.59$	$M_{t1}=4.06$
$M_2=-10.30$	$M_{t2}=15.20$
$M_3=-10.30$	$M_{t3}=4.06$
$M_4=2.59$	

Diagramme des moments a l'ELU après correction :



M(kn.m)

Figure2 :Diagramme des moments

3.3 Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = -13.90x - 2.73$$

$$T(x) = -14.86x + 28.23$$

	Travée 1		Travée 2		Travée 3	
	x = 0m	x = 1.48m	x = 0m	x = 3.80m	x = 0m	x = 1.48m
T(KN)	2.73	23.30	-28.23	28.23	-2.73	-23.30

Diagramme des efforts tranchants à l'ELU :

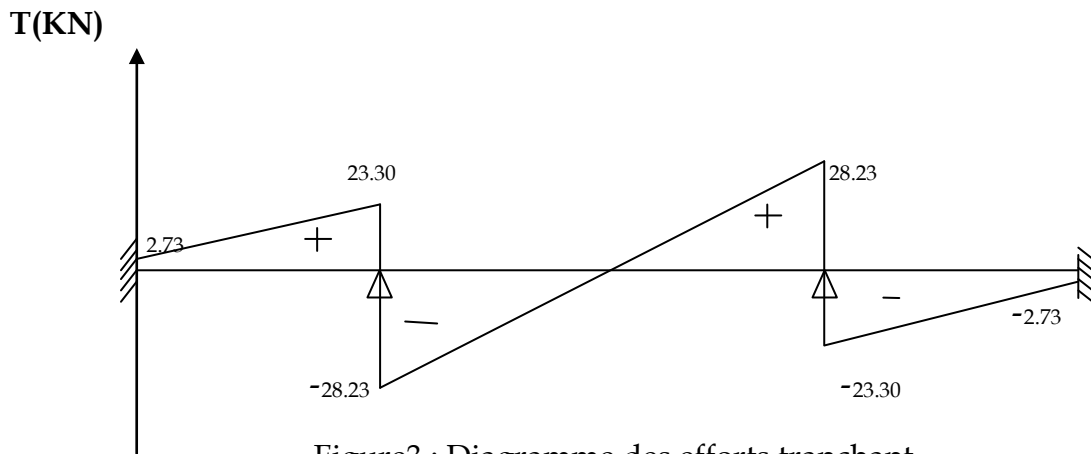


Figure3 : Diagramme des efforts tranchant

4- Calcul des armatures:

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e_p=15cm).

4.1- Aux appuis : M_a=10.30 KN.m

$$\mu_u = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{10.30 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,0429 \leq \mu_u = 0,392 \square \text{ S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,0429 \square \beta = 0,979$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{10.30 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0,979} = 3.33 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA12=4.52cm²/ml Soit 1HA12 tous les 25cm.

Armatures de répartitions :

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8=2.01cm²/ml Soit 1HA8 tous les 25cm.

4.2-En travée :

a) Travée 1 et 3 : $M_t=4.06\text{KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4.06 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,0167 \leq \mu_u = 0,392 \square \text{ S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,0167 \square \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{4.06 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0,992} = 0.904\text{cm}^2$$

b) Travée 2 : $M_t=15.20\text{KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{15.20 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,063 \leq \mu_u = 0,392 \square \text{ S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,063 \square \beta = 0,9675$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{15.20 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0,9675} = 3.47\text{cm}^2$$

On opte pour 4HA12=4.52 cm²/ml Soit 1HA12 tous les 25cm.

c) Armatures de répartitions :

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2$$

On opte pour 4HA8=2.01cm²/ml Soit 1HA8 tous les 25cm.

5- Vérification a l'ELU :

5.1- Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $\longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$S_t=25\text{cm} < 33\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifié

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$S_t=25\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifié

5.2- Condition de non fragilité : (Art 4.2.1/BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Appuie $A_{\text{adopté}} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifié

Travée $A_{\text{adopté}} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifié

5.3- Vérification de l'effort tranchant :

5.3.1- 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 $\bar{\tau}_u$:

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13f_{c28}, 5\text{Mpa}) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa}$$

Calcul de τ_u^{max} :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{28.23 \times 10^3}{1000 \times 130} \longrightarrow \text{Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.217 \text{ MPa.}}}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

5.3.2- ELU des armatures d'âmes (art 5.1.23/BAEL91) :

$$\frac{A_r}{St} \geq \frac{V_u}{0.9d\gamma_s} \longrightarrow \frac{4.52}{25} \geq \frac{28.23 \times 10}{0.9 \times 13 \times 348}$$

0.1808 \geq 0.069Condition vérifié

5.3.3- ELU du béton d'âme (art 5.1.21/BAEL91) : Fpp

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.217 \leq 3.33\text{MPa}$condition vérifié

5.4- Pourcentage d'armatures transversales (Art 5.1.22/BAEL91) :

Condition de construction correcte

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min \left\{ 0.9d; 40\text{cm} \right\} \longrightarrow S_t = 11.7\text{cm C.N.V donc on prend } A_t = 4.02\text{cm}^2 \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4\text{MPa} \longrightarrow \frac{4.02 \times 400}{100 \times 11.70} = 1.37 \geq 0.4\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

5.5-Diamètre des aciers transversaux (Art7.2.2/ BAEL91) :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_1; h/35; b_0/10 \right\} = \min \left\{ 1.2; 0.428; 10 \right\}$$

On prend $\Phi_t = 8\text{mm}$

5.6-Justification des sections d'appui (Art 5.1.3/BAEL91) :

Appui intermédiaire :

Il convient d'ancrer une section $A_{st} \geq (V_u + M_u / 0.9d) / f_{e/y_s}$,

M_u valeur algébrique A vérifier de chaque coté de l'appui.

$$A_{st} \geq (28.23 - 10.30 / 0.913) / 348 = 0.017$$

$$A_{st} = 4.52 \geq 3.15 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

5.7- Entraînement des armatures (Art 6.1.3/BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de τ_{se} :

$$\sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles. } \tau_{se} = \frac{28.23 \times 10}{0.9 \times 13 \times 15.072} = 0.1.6$$

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{ Pas de risque d'entraînement des barres}$$

5.8- Calcul de la longueur d'ancrage (Art A 6.1.22 BAEL91) :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su}

$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$

Pour $\Phi=1.2 \text{ cm} \longrightarrow L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm}$

Pour $\Phi=0.8 \text{ cm} \longrightarrow L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28.21 \text{ cm}$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre 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_a » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4L_s \longrightarrow \begin{cases} L_s = 42.32 \text{ cm} \longrightarrow L_a = 16.92 \text{ cm} \\ L_s = 28.21 \text{ cm} \longrightarrow L_a = 11.28 \text{ cm} \end{cases}$$

6- Calcul a l'ELS:

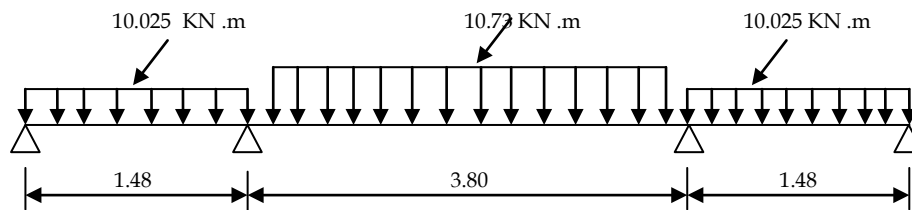
6.1- Combinaison de charges:

Palier: $q_u = (G + Q) \times 1 = 4.91 + 2.5 = 7.41 \text{ kn/ml}$

Volée 1 et 3: $q_u = (G + Q) \times 1 = 7.525 + 2.5 = 10.025 \text{ kn/ml}$

Volée 2: $q_u = (G + Q) \times 1 = 8.23 + 2.5 = 10.73 \text{ kn/ml}$

6.2- Calcul des efforts internes:



Le calcul des efforts internes se fera par la méthode des trois moments.

6.2.1- Moments sur appuis :

Par symétrie nous avons : $M_1 = M_4 ; M_2 = M_3$

Pour $i=1$ $2.96M_1 + 1.48M_2 = -8.12$

Pour $i=2$ $1.48M_1 + 14.36M_2 = -155.33$

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

$$M_1=M_4=2.81\text{KN} \quad ; \quad M_2=M_3=-11.10\text{KN}$$

6.2.2- Calcul des moments en travées :

Travée 1 et 3 : $M(x)=-5.01x^2-1.97x+2.81 \rightarrow dM_x/d_x=0 \rightarrow x=0.20$

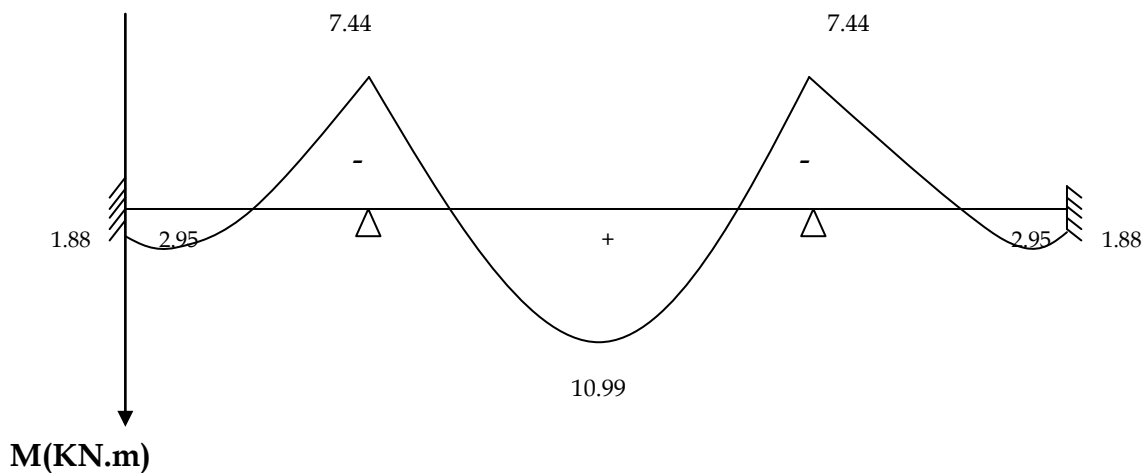
Travée 2 : $M(x)=-5.36x^2+20.38x-11.10 \rightarrow dM_x/d_x=0 \rightarrow x=1.90$

travée	Longueur(m)	Abscisse pour M_{\max} (m)	Valeur de M_{\max} (kn.m)
1	1.48	0.20	2.22
2	3.80	1.90	8.27
3	1.48	0.20	2.22

-En majorant les moments en travée de 1/3 et en minorant les moments aux appuis de 1/3 on obtient résultats suivants.

M sur appui après correction(KN.m)	M_{\max} en travée après correction(KN.m)
$M_1= 1.88$	$M_{t1}=2.95$
$M_2=-7.44$	$M_{t2}=10.99$
$M_3=-7.44$	$M_{t3}=2.95$
$M_4= 1.88$	

Diagramme des moments a l'ELS après correction :



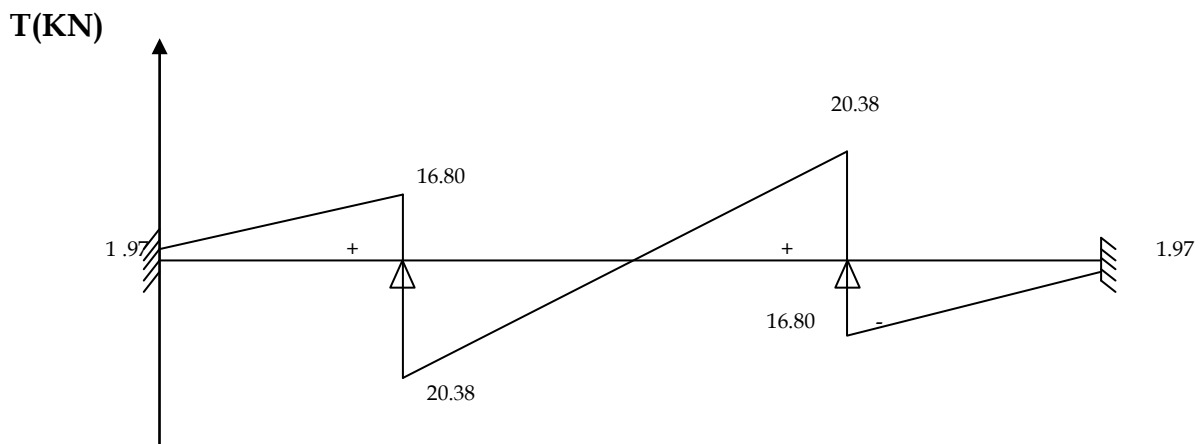
6.6.3- Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = -10.025x - 1.97$$

$$T(x) = -10.73x + 20.38$$

	Travée 1		Travée 2		Travée 3	
	x = 0m	x = 1.48m	x = 0m	x = 3.80m	x = 0m	x = 1.48m
T(KN)	1.97	16.80	-20.38	20.38	-1.97	-16.80

Diagramme des efforts tranchants à l'ELS :



7- Vérification des contraintes dans le béton (Art .A.4.5.2/BAEL91) :

7.1- Contrainte dans l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

On doit donc s'assurer que :

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.52}{100 \times 13} \times 100 = 0.347$$

$$\rho_1 = 0.347 \quad \square \quad k_1 = 39.65 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.908$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{APP}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7.44 \times 10^3}{0.908 \times 13 \times 4.52} = 139.44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 139.44 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

7.2- Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c_{28}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{139.44}{39.65} = 3.52$$

$$\sigma_{bc} = 3.52 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.52}{100 \times 13} \times 100 = 0.347$$

$$\rho_1 = 0.347 \quad \square \quad k_1 = 39.65 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.908$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.95 \times 10^3}{0.922 \times 13 \times 3.02} = 302.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{302.5}{39.65} = 7.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.63 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

8- Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91) :

La fissuration est considéré comme entant peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de la vérifier.

Etat limite de déformation (Art B .65.1 BAEL91) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{380} = 0.039 \\ \frac{1}{16} = 0,062. \end{array} \right. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \dots\dots\dots \underline{\text{C.V}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035. \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01. \end{array} \right. \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad \dots\dots\dots \underline{\text{C.V}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{10.99}{10 \times 5.19.36} = 0.056. \\ \frac{h}{L} = 0.039. \end{array} \right. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \quad \dots\dots\dots \underline{\text{C.N.V}}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée ; donc on procédera au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche:(Art B.6.5,2/BAEL91) :

$$f = \frac{5Q_{\max} \times L^4}{I_{fv} \times 384 \times E_v}$$

$$f = \frac{L}{500} \implies f = \frac{380}{500} = 0.76 \text{cm} ; \text{ la flèche admissible.}$$

$$q_{\max} = \max (q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}}) = 10.73 \text{kn/ml}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = V_1 + V_2 \\ V_1 = \frac{S_{xx}}{b_0} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} S_{xx} = 15 \times A_t \times b + \frac{bh^2}{2} \text{ (moment statique).} \\ S_{xx} = (15 \times 4.52 \times 13) + \frac{100 \times 15^2}{2} \end{cases} \quad S_{xx} = 12131.4 \text{ cm}^3$$

Haire de la section homogénéisée

$$\begin{cases} B_0 = 15 \times A_t + B \times H \\ B_0 = 15 \times 4.52 + 100 \times 15 \end{cases} \quad B_0 = 1567.8 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} V_1 = \frac{S_{xx}}{b_0} \\ V_2 = h - V_1 = 15 - 7.85 = 7.15 \text{ cm.} \end{cases} \quad V_1 = 7.74 \text{ cm}; V_2 = 7.26 \text{ cm}$$

Calcul de :

$$\begin{cases} I_{fv} = \frac{bx(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15 \times A_t \times (V_2 - c) \\ I_{fv} = \frac{100 \times (7.74^3 + 7.26^3)}{3} + 15 \times 4.52 \times (7.26 - 2) \end{cases} \quad I_{fv} = 28568.028 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 10.73 \times 3.80^4}{28568.02 \times 10^{-8} \times 384 \times 10818.865 \times 10^3} = 0.0094 \text{ m}$$

$f = 0.0094 < f = 0.76 \text{ m}$ Condition vérifiée.

Etude de la poutre palière (type 1) :

Introduction :

C'est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage, elle est semi encastrée dans les poteaux de la cage d'escalier. Le calcul se fera en flexion simple et en torsion, mais on se limitera à la flexion simple car elle nous donne les moments les plus défavorables.

1) Pré dimensionnement de la poutre :

La hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L=2.80\text{m} \quad \longrightarrow \quad h=25\text{cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \longrightarrow \quad b=20\text{cm}$$

on prend **h=30cm**

on prend **b=25cm**

2)- Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $25 \times 0.3 \times 0.2 = 1.5 \text{ KN/ml}$

Action du palier à l'ELU : $R_u = 57.44 \text{ KN/ml}$

Action du palier à l'ELS : $R_s = 41.60 \text{ KN/ml}$

3)- Combinaison de charge :

A l'ELU : $q_u = 1.35 (1.5) + 57.44 = 59.47 \text{ kn/ml}$

A l'ELS : $q_s = 1.5 + 41.6 = 43.1 \text{ kn/ml}$

4)- Calcul des efforts internes à l'ELU :

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = q_l / 2 = 59.47 \times 2.80 / 2 \quad \longrightarrow \quad R_A = R_B = 83.26 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants :

$$T = R_A = R_B = 83.26 \text{ KN}$$

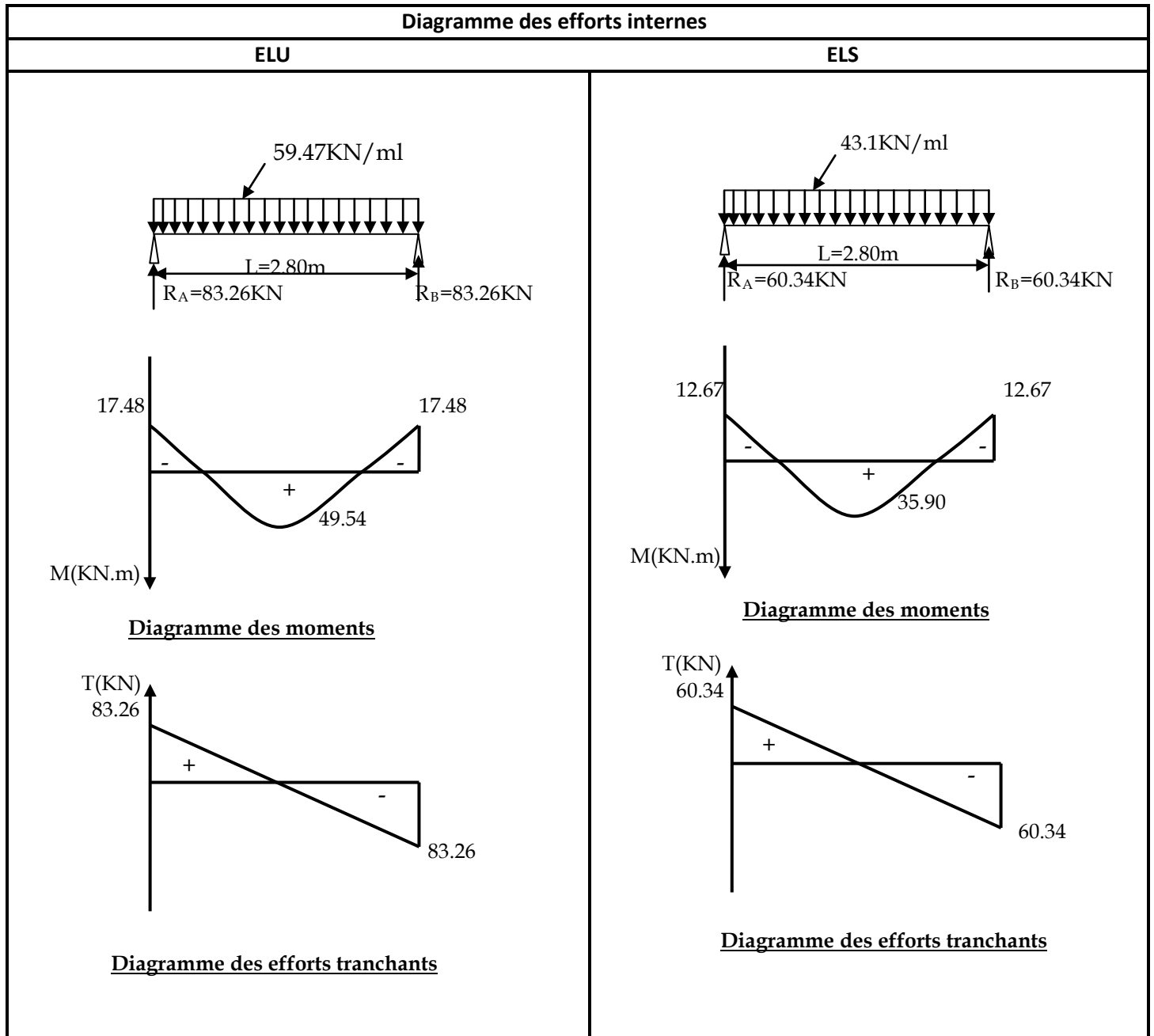
Calcul des moments fléchissant :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q_u l^2 / 8 = 59.47 \times 2.80^2 / 8 \quad \longrightarrow \quad M_0 = 58.28 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

Moment en appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -17.48 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 49.54 \text{ KN.m}$



5- Calcul des armatures :

En travée : $M_t = 49.54 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{49.54 \times 10^3}{25 \times 27.5^2 \times 14,2} = 0.184 < 0.392$$

SSA $\mu b = 0.184 \rightarrow \beta = 0.990$

$$A_{st} = \frac{A_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49.54 \times 10^3}{0.990 \times 27.5 \times 348} = 5.23 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant :

$$\left. \begin{array}{l} 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2 \\ 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow A_{st} = 6.19 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $M_a=17.48\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.48 \times 10^3}{25 \times 27.5^2 \times 14.2} = 0.065 < 0.392$$

$$\rightarrow \mu b = 0.065 \rightarrow \beta = 0.9669$$

$$A_{st} = \frac{A_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.48 \times 10^3}{0.9669 \times 27.5 \times 348} = 1.89 \text{cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant : **3HA10 = 2.36cm²**

6- Vérifications à l'ELU

6.1- Diamètre des aciers transversaux (Art7.2.2/ BAEL91) :

Les armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ (h/35 ; \Phi_l ; b / 10) \right\} = \min \left\{ (300/35 ; 14 ; 250/10) \right\} \rightarrow 8.57 \text{mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$. **Soit 2HA8 = 1.01cm²**

6.2- Vérification de l'effort tranchant :

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28}, 5 \text{Mpa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa}$$

Calcul de τ_u^{\max} :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{83.26 \times 10^3}{250 \times 275} \rightarrow \text{Donc : } \tau_u = \underline{\underline{1.21 \text{MPa}}}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **pas de risque de cisaillement Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

6.3- Condition d'espacement a l'ELU :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3k f'_{tj}}{0.9 f_c / \gamma_s} ; f'_{tj} = \min (f_{tj}, 3.3 \text{MPa}) = 2.1 \text{MPa}$$

Pas de reprise de bétonnage $\rightarrow k=1$

$$S_t \leq (1.01 \times 0.9 \times 348) / 25(1.21 - 0.3 \times 1 \times 2.1) = 21.82 \text{cm} ; \text{ on prend } S_t = 20 \text{cm}$$

6.4- ELU du béton d'âme (art 5.1.21/BAEL91) : Fpp

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.21 \leq 3.33\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

6.5-Pourcentage d'armatures transversales (Art 5.1.22/BAEL91) :

Condition de construction correcte

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{tmin} \leq \left\{ 0.9d ; 40\text{cm} \right\} \longrightarrow S_t = 24.75\text{cm} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4\text{MPa} \longrightarrow \frac{1.01 \times 400}{25 \times 24.75} = 0.646 \geq 0.4\text{MPa} \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

6.6- Justification des sections d'appui (Art 5.1.3/BAEL91) :

Il convient d'ancrer une section $A_{st} \geq (V_u + M_u / 0.9d) / f_{e / \gamma_s}$, M_u valeur algébrique
A vérifier de chaque côté de l'appui.

$$A_{st} \geq (83.26 + 17.48 / 0.9 \times 27.5) / 348 = 0.24$$

$$A_{st} = 1.01 \geq 0.24 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

6.7- Vérification de l'adhérence des barres :

Entraînement des armatures (Art 6.1.3/BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A). } \quad \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (2 \times 3.14 \times 1) = 19.468 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{83.26 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 19.468} = 1.72$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \text{ Pas de risque d'entraînement des barres}$$

6.8- Influence sur le béton (Art 5.1 3 .13 BAEL91) :

$$T_u \leq 0.4 b a f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec } a=0.9d \longrightarrow a=0.9 \times 27.5=24.75 \text{cm}$$

$$T_u=83.26 \leq 0.4 \times 25 \times 24.75 \times 2.5 / 1.5=412.5 \text{KN}$$

$$T_u \leq 412.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

7- Calcul des efforts internes à l'ELS :

7.1- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A=R_B=q_l/2=43.1 \times 2.80/2$$

$$R_A=R_B= 60.34 \text{KN}$$

7.2- Calcul des efforts tranchants :

$$T= R_A = R_B =60.34 \text{ KN}$$

7.3- Calcul des moments fléchissant :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q_u l^2 / 8 = 43.1 \times 2.80^2 / 8 \longrightarrow M_0=42.24 \text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

$$\text{Moment en appuis : } M_a = -0.3 M_0 = - 12.67 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 35.90 \text{KN.m}$$

8- Vérification des contraintes dans le béton (Art .A.4.5.2/BAEL91) :

8.1 Contrainte dans l'acier

On doit donc s'assurer que :

Aux appuis :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6.19}{25 \times 27.5} \times 100 = 0.900$$

$$\rho_1 = 0.900 \quad \square \quad k_1 = 22.32 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.866$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{APP}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.67 \times 10^3}{0.866 \times 27.5 \times 6.19} = 85.94 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 85.94 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

8.2- Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{Mpa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{85.94}{23.32} = 3.68$$

$$\sigma_{bc} = 3.68 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

8.3- Contrainte dans l'acier

En travée :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.36}{25 \times 27.5} \times 100 = 0.343$$

$$\rho_1 = 0.343 \quad \square \quad k_1 = 39.23 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.9078$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{35.90 \times 10^3}{0.9078 \times 27.5 \times 2.36} = 609.33 \text{ Mpa} \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{609.33 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 609.33 > \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{..... Condition non Vérifiée.}$$

On prend la même section d'acier aux appuis et en travées

$$A_{ST} = A_{SAPP} = 6.19 \text{ cm}^2 \text{ on trouvera}$$

$$\sigma_s = 232.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{.....condition vérifiée.}$$

8.4- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{232.31}{39.23} = 5.92 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.92 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{.....condition vérifiée.}$$

9- Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91) :

La fissuration est considéré comme étant peu nuisible, donc il est inutile de la vérifier.

10- Etat limite de déformation (Art B .65.1 BAEL91) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées
 $h/l \geq 1/16 = 0.065 \longrightarrow 0.30/2.80 = 0.107 > 0.065 \quad \text{.....condition vérifiée.}$

$$A/bd \leq 4.2/f_e \longrightarrow 2.36/25 \times 27.5 = 0.0034 \leq 4.2/400 = 0.01 \quad \text{..... condition vérifiée.}$$

$$h/l \geq M_t/10M_0 \longrightarrow 0.30/2.80 = 0.107 \geq 35.90/10 \times 42.24 = 0.084 \quad \text{....condition vérifiée}$$

IX- Etude de la poutre palière (type 2) :

1- Pré dimensionnement de la poutre :

La hauteur :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \text{ avec } L=2.80\text{m} \longrightarrow \mathbf{h=10\text{cm}}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow \mathbf{b=5.5\text{cm}}$$

On prend :

$$\mathbf{h=30\text{cm}}$$

$$\mathbf{b=25\text{cm}}$$

2- Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $25 \times 0.3 \times 0.2 = \mathbf{1.5 \text{ KN/ml}}$

Action du palier à l'ELU : $R_u = R_1 + R_2 = 20.40 + 28.23 = \mathbf{48.63 \text{ KN/ml}}$

Action du palier à l'ELS : $R_s = R_1 + R_2 = 10.71 + 20.38 = \mathbf{31.09 \text{ KN/ml}}$

3 - Combinaison de charge :

à l'ELU : $q_u = 1.35 (1.5) + 48.63 = \mathbf{50.66 \text{ KN/ml}}$

à l'ELS : $q_s = 1.5 + 31.09 = \mathbf{32.59 \text{ KN/ml}}$

4 - Calcul des efforts internes à l'ELU :

4.1- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = q_l / 2 = 50.66 \times 1.30 / 2 \longrightarrow \mathbf{R_A = R_B = 32.93 \text{ KN}}$$

4.2- Calcul des efforts tranchants :

$$T = R_A = R_B = \mathbf{32.93 \text{ KN}}$$

4.3- Calcul des moments fléchissant :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q_u l^2 / 8 = 50.66 \times 1.30^2 / 8 \longrightarrow \mathbf{M_0 = 10.70 \text{ KN.m}}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

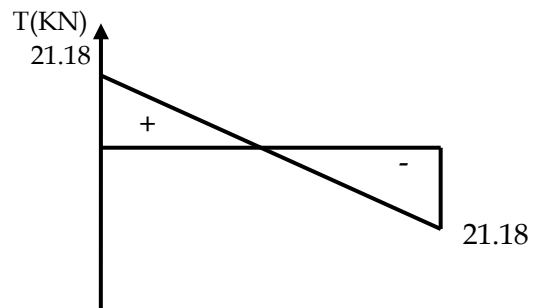
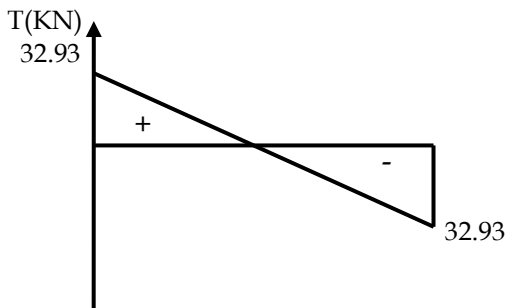
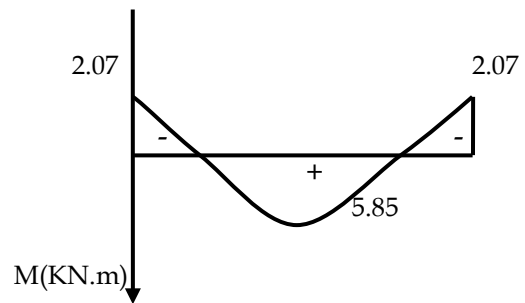
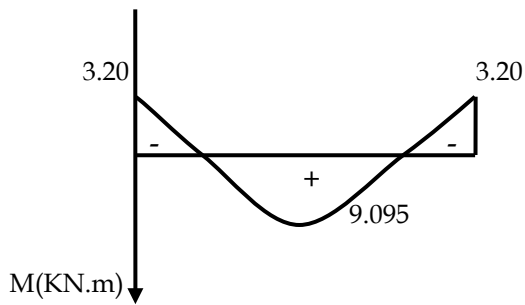
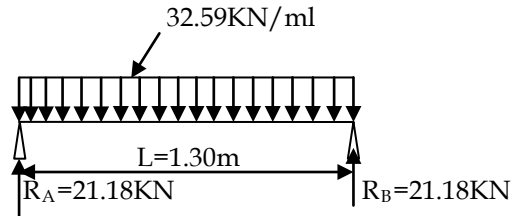
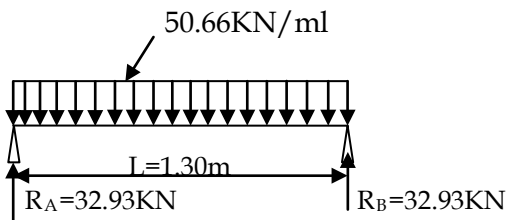
Moment en appuis : $M_a = -0.3 M_0 = \mathbf{- 3.20 \text{ KN.m}}$

Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = \mathbf{9.095 \text{ KN.m}}$

Diagramme des efforts internes

ELU

ELS



6- Calcul des armatures :

6.1 En travée : $M_t = 9.095 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.095 \times 10^3}{25 \times 27.5^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu b = 0.034 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{st} = \frac{A_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.095 \times 10^3}{0.9827 \times 27.5 \times 348} = 0.967 \text{ cm}^2$$

6.2- Aux appuis : $M_a=3.20\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3.20 \times 10^3}{25 \times 27.5^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392$$

$$\mu b = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{A_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.20 \times 10^3}{0.994 \times 27.5 \times 348} = 0.336 \text{cm}^2$$

Le RPA exige un pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute

La longueur de la poutre est de 0.5% en toute section. $0.5\%(30 \times 25) = 3.75 \text{cm}^2$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Soit } 3\text{HA}12 \text{ en travée} \dots 3.39 \text{cm}^2 \\ \text{Et } 3\text{HA}12 \text{ en appui} \dots 3.39 \text{cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow 6.78 \text{cm}^2$$

7- Vérifications a L'ELU :

7.1- Diamètre des aciers transversaux (Art 7.2.2/ BAEL91) :

Les armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ (h/35 ; \Phi_1 ; b/10) \right\} = \min \left\{ (300/35 ; 12 ; 250/10) \right\} \longrightarrow 8.57 \text{mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$. Soit $2\text{HA}8 = 1.01 \text{cm}^2$

7.2- Contrainte tangentielle: (Art A.5.1.1/ BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28}, 5 \text{Mpa}) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa}$$

Calcul de τ_u^{\max} :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{32.93 \times 10^3}{250 \times 275} \longrightarrow \text{Donc : } \tau_u = \underline{0.478 \text{MPa}}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ pas de risque de cisaillement Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

7.3- Condition d'espacement a l'ELU :

$$\frac{A_t}{b \cdot St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 k f_{tj}}{0.9 f_e / \gamma_s} ; \quad f_{tj} = \min (f_{tj}, 3.3 \text{MPa}) = 2.1 \text{MPa}$$

Pas de reprise de bétonnage $\longrightarrow k=1$

$$St \leq (1.01 \times 0.9 \times 348) / 25(0.478 - 0.3 \times 1 \times 2.1) = 21.6 \text{cm} \quad \text{on prend } St = 20 \text{cm}$$

7.3- ELU du béton d'âme (art 5.1.21/BAEL91) : Fpp

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.478 \leq 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

7.4- Pourcentage d'armatures transversales (Art 5.1.22/BAEL91) :

Condition de construction correcte

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t \leq \min} \left\{ 0.9d; 40\text{cm} \right\} \longrightarrow S_t = 24.75\text{cm} \\ \frac{A_{t f_e}}{b_0 S_t} \geq 0.4\text{MPa} \longrightarrow \frac{1.01 \times 400}{25 \times 24.75} = 0.646 \geq 0.4\text{MPa} \dots\dots\dots\text{C.V} \end{array} \right.$$

7.5- Justification des sections d'appui (Art 5.1.3/BAEL91) :

Il convient d'ancrer une section $A_{st} \geq (V_u + M_u / 0.9d) / f_{e / \gamma_s}$,

A vérifier de chaque coté de l'appui.

$$A_{st} \geq (32.93 + 3.20 / 0.9 \times 27.5) / 348 = 0.0949$$

$$A_{st} = 1.01 \geq 0.0949 \dots\dots\dots\text{condition vérifier}$$

7.6- Entraînement des armatures (Art 6.1.3/BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A). } \quad \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de τ_{se} :

$$\sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles. } \quad \sum U_i = (3 \times 3.14 \times 1.2) = 11.30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.93 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 113} = 1.17$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{ Pas de risque d'entraînement des barres}$$

7.7 Influence sur le béton (Art 5.1 3 .13 BAEL91) :

$$T_u \leq 0.4 \text{ ba } f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec } a=0.9d \longrightarrow a=0.9 \times 27.5 = 24.75 \text{ cm}$$

$$T_u = 32.93 \leq 0.4 \times 25 \times 24.75 \times 2.5 / 1.5 = \mathbf{412.5 \text{ KN}}$$

$T_u \leq 412.5 \text{ KN}$condition vérifiée

8- Calcul des efforts internes à l'ELS :

8.1 Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = ql / 2 = 32.59 \times 1.30 / 2$$

$$R_A = R_B = \mathbf{21.18 \text{ KN}}$$

8.2 Calcul des efforts tranchants :

$$T = R_A = R_B = \mathbf{21.18 \text{ KN}}$$

8.3 Calcul des moments fléchissant :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q_u l^2 / 8 = 32.59 \times 1.30^2 / 8 \longrightarrow M_0 = \mathbf{6.88 \text{ KN.m}}$$

8.4 En tenant compte du semi-encastrement :

$$\text{Moment en appuis : } M_a = -0.3 M_0 = - \mathbf{2.07 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = \mathbf{5.85 \text{ KN.m}}$$

9- Vérification des contraintes dans le béton (Art .A.4.5.2/BAEL91) :

9.1- Aux appuis :

9.1.1- Contrainte dans l'acier

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 27.5} \times 100 = 0.493$$

$$\rho_1 = 0.493 \quad \square \quad k_1 = 32.25 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.8942$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{APP}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.07 \times 10^3}{0.8942 \times 27.5 \times 3.39} = 24.83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 24.83 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{..... C.V}$$

9.1.2- Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{Mpa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{24.83}{32.25} = 0.769$$

$$\sigma_{bc} = 0.769 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

9.2- En travée :

9.2.1- Contrainte dans l'acier

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 27.5} \times 100 = 0.493$$

$$\rho_1 = 0.493 \quad \square \quad k_1 = 32.25 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.8942$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.85 \times 10^3}{0.8942 \times 27.5 \times 3.39} = 70.17 \text{Mpa} \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{70.17 \text{Mpa}}$$

$$\sigma_s = 70.17 < \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

9.2.2- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{70.17}{32.25} = 2.18 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.18 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

10- Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91) :

La fissuration est considéré comme entant peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de la vérifier.

11- Etat limite de déformation (Art B .65.1 BAEL91) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$h/l \geq 1/16 = 0.065 \quad \longrightarrow \quad 0.30/1.30 = 0.23 > 0.065 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

$$A/bd \leq 4.2/f_e \quad \longrightarrow \quad 3.39/25 \times 27.5 = 0.0049 \leq 4.2/400 = 0.01 \dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

$$h/l \geq M_t/10M_0 \quad \longrightarrow \quad 0.30/1.30 = 0.23 \geq 5.85/10 \times 6.88 = 0.085 \dots \text{Condition vérifié}$$

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

6- Calcule de la salle machine

1-Introduction

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (1,80×1,80) m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de (0,8 × 0,8) m² transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée. l_x

2-Calcul des sollicitations

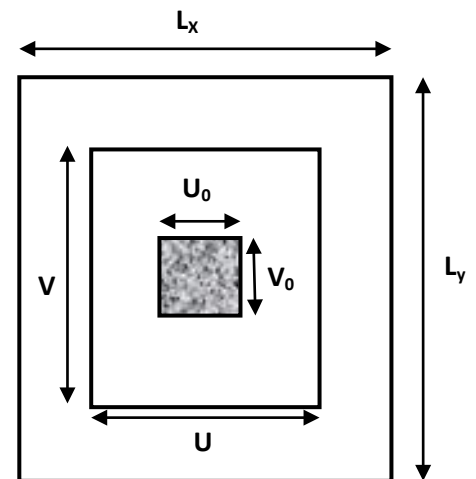
$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.80}{1.80} = 1$$

$0,4 \leq \rho_x = 1 \leq 1 \Rightarrow$ La dalle porte suivant deux directions

$$h_t \geq L_x / 30 \longrightarrow h_t \geq 180 / 30 = 6\text{cm}$$

L'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 12cm (RPA99/version 2003).

Donc : on prend **$h_t = 15\text{cm}$**



2.1- Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

2.2- Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$\rho = 1 \rightarrow \mu_x = 0.037 \text{ et } \mu_y = 1$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0.15 \times + 22 \times 0.05) \times 1\text{ml} = 4.85 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1\text{KN/ml.}$$

$$qu = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml.}$$

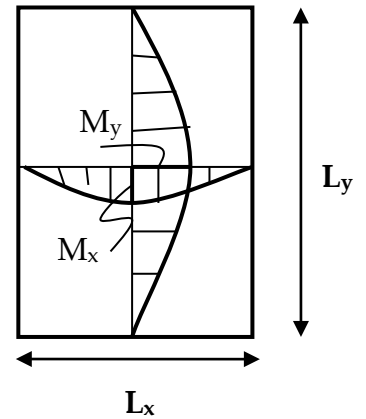
$$M_{uxl} = M_{uy1} = 0,037 \times (8,0475) \times (1,80)^2 = 0,964\text{KN.m}$$

2.3- Etat limite de service (ELS) : $\nu=0.2$

$\rho=1 \rightarrow \mu_x=0.0442$ et $\mu_y=1$

$M_{sx1} = 0,0442 \times (5.85) \times (1,80)^2 = 0,837\text{KN.m}$

$M_{sy1} = 1 \times 0,837 = 0,837\text{KN.m}$



2.4- Moments dus a la charge localisée

$M_x = P.(M_1 + \nu.M_2)$

$M_y = P.(\nu.M_1 + M_2)$

M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

U et **V** cotés du rectangle sur lesquels la charge **P** s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

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

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 : $\rightarrow \xi=1.0 ; V_0=U_0=0.80\text{m}$

A.N: $U=U_0 + 2 \times 0.05 + 0.15 = 1.05\text{m}$

$V=V_0 + 2 \times 0.05 + 0.15 = 1.05\text{m}$

$\frac{U}{l_x} = \frac{1,05}{1,80} = 0,60$ Et $\frac{V}{l_y} = \frac{1,05}{1,80} = 0,60.$

Après interpolation on aura :

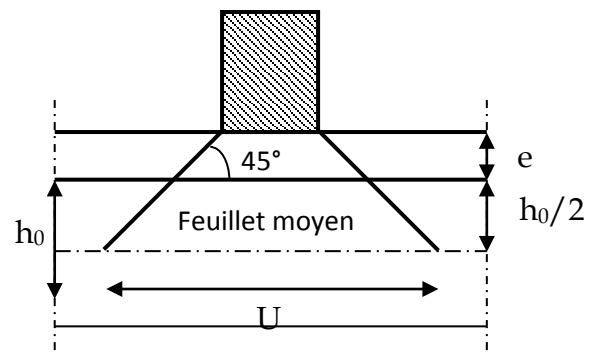
$M_1 = M_2 = 0,076$

2.3- Etat limite ultime (ELU) : $\nu=0$

$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$

$M_{ux2} = P_u . M_1 = 121,5 \times 0,076 = 9.234\text{KN.m}$

$M_{uy2} = P_u . M_2 = 121,5 \times 0,076 = 9.234\text{KN.m}$



2.4- Etat limite de service (ELS) : $\nu=0.2$

$P_s = 90 \text{ KN.}$

$M_{sx2} = P_s . (M_1 + \nu.M_2) = 90 \times (0,076 + 0,2 \times 0,076) = 8.208\text{KN.m}$

$M_{sy2} = P_s . (M_2 + \nu.M_1) = 90 \times (0,076 + 0,2 \times 0,076) = 8.208\text{KN.m}$

2.5- Superposition des moments :

ELU :

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0,964 + 9.23 = 10.194\text{KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,964 + 9.23 = 10.194\text{KN.m}$$

ELS :

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,837 + 8.208 = 9.045\text{KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,837 + 8.208 = 9.04\text{KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

En travée

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10.194 = 8.665 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 10.194 = 8.665 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10.194 = 3,058 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 10.194 = 3.058 \text{ KN.m}$$

3- Ferrailage du panneau

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée ($dx= dy= 13.5\text{cm}$).

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Espacement
En travée	X-X	8.665	0,034	0,9827	1.88	5HA12=5.65	20 cm
Sur appuis	X-X	3,058	0,012	0,994	0,65	5HA10=3.92	20 cm
En travée	Y-Y	8.665	0,034	0,9827	1,88	5HA12=5.65	20 cm
Sur appuis	Y-Y	3.058	0,012	0,994	0,65	5HA10=3.92	20 cm

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

4- Vérifications à l'état limite ultime

a) Espacements des armatures

La fissuration est peu nuisible.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

b) Direction principale

$$St \leq \min \{2.h; 22\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

c) Direction secondaire :

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

d) Diamètre maximal des barres :

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm}.$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 12\text{mm} \leq 15 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

e) Condition de non fragilité :

Direction principale

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3-1)/2 = 0.0008.$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2 < 5.65\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 1.2\text{cm}^2 < A_x^t = 5.65\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{C.V}$$

Direction secondaire

$$W_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3-1)/2 = 0.0008.$$

$$A_y \geq 0,8\% \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 1.2\text{cm}^2 < A_y^t = 3.92 \dots\dots\dots\text{C.V}$$

f) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{Sans reprise de bétonnage})$$

Les efforts tranchants sont donnés par la relation suivante :

Au milieu de L_x :

$$V_u = p / 3L_y = 90 / (3 \times 1.80) = 16.67 \text{KN}$$

Au milieu de L_y :

$$V_u = p / (2L_y + L_x) = 90 / (2 \times 1.80 + 1.80) = 16.67 \text{KN}$$

$$\tau_u = 16.67 \times 10^3 / 1000 \times 135 \implies \tau_u = 0.123 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.123 < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc : Aucune armature d'efforts tranchant n'est requise

g) Condition de non poinçonnement

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$Q_u = 121.5 \text{KN}$: charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (U+V) = 4.2 \text{m}$: le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

A.N :

$$0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 472.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121.5 \text{ kn} \leq 427.5 \text{ kn} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc : Aucune armature transversale n'est nécessaire.

5- Vérification à l'état limite de service

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

o En travée

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9.045 = 7.69 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9.045 = 7.69 \text{ KN.m}$$

o En appuis

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 9.045 = 2.71 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 9.045 = 2.71 \text{ KN.m}$$

Zone	Sens	Ms (KN.m)	μ	β	A (cm ²)
En travée	X-X	7.69	0,029	0,7884	2,08
Sur appuis	X-X	2.71	0,012	0,8524	0,77
En travée	Y-Y	7.69	0,029	0,7884	2.08
Sur appuis	Y-Y	2.71	0,011	0,8524	0,77

Conclusion: le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

6- Vérification de la flèche

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_{0x}} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{140} = 0,11 \geq \frac{7.69}{20 \times 9.045} = 0,042 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Conclusion : Les deux conditions sont vérifiées,
on se dispensera du calcul de la flèche.

Conclusion

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

Sens x-x et Sens y-y

Lit inférieur : 5 HA12/ml avec un espacement de 20cm.

Lit supérieur : 5 HA12/ml avec e =20cm

4.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous étudierons le système structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin .Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontales, vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux poutres) formant des portiques d'étage.

Des cages d'escalier et d'assesseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Une combinaison des deux systèmes suscités, forment un contreventement mixte ou portique et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part .pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer (une inertie fictive).

2- Calcule des inerties des refends plein :

2.1- Sens transversal :

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12}$$

$$I_x = \frac{e \times L^3}{12}$$

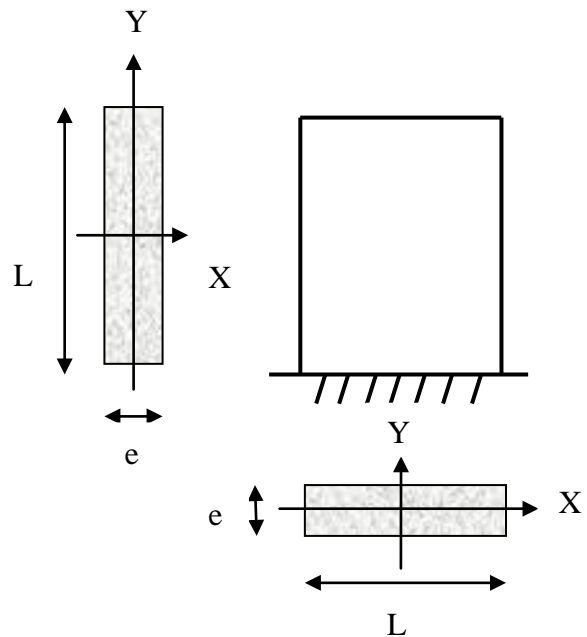
$$I_y \ll I_x \quad (e \ll L) \longrightarrow I_y = 0$$

2.2- Sens longitudinal :

$$I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12}$$

$$I_x \ll I_y \quad (e \ll L) \longrightarrow I_x = 0$$



3- Calcule des inerties des refends avec ouverture :

$$I = I_1 + I_2 + 2mc \quad \text{avec} \quad m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

4- Calcule des inerties des voiles inclinés :

$$I_X^A = I_1^A \sin^2\theta + I_2^A \cos^2\theta$$

$$I_Y^A = I_1^A \cos^2\theta + I_2^A \sin^2\theta$$

5- Tableau récapitulatif des inerties des voiles :

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent.

Sens longitudinal (x-x)			
Voiles	L (m)	e (m)	I _y (m ⁴)
V1	09.10	0.20	12.55
V2	09.15 Avec ouverture	0.20	11.56
V3	03.55 Avec ouverture	0.20	0.364
V7	03.55 Avec ouverture	0.20	0.364
V8	03.25	0.20	0.572
VA1	04.05	0.20	0.555
VA2	02.10	0.20	0.077
VA3	02.10	0.20	0.077
VA4	02.10	0.20	0.077
			26.19

Sens transversale (y-y)			
Voiles	L (m)	e (m)	I _y (m ⁴)
V9	09.10	0.20	12.55
V6	09.15 avec ouverture	0.20	11.56
V10	03.55 Avec ouverture	0.20	0.364
V4	03.55 Avec ouverture	0.20	0.364
V5	03.25	0.20	0.572
VA1	04.05	0.20	0.555
VA2	02.10	0.20	0.077
VA3	02.10	0.20	0.077
VA4	02.10	0.20	0.077
			26.19

5- Inertie fictive des portiques

5.1- Méthode par approximation successive :

D’après la méthode exposée par < FUENTES > dans <calcul des portiques des ossatures de bâtiments en béton armé > .la détermination des inerties fictives des portiques s’effectue en calculant les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l’effet d’une série de forces horizontales égale à 1tonne (1 tonne à chaque niveau) puis comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l’ouvrage, sous l’effet d’un même système de forces horizontales.

En fixant l’inertie du refend a 1 m^4 , il sera donc 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 portiques et pour les refends, et cela, dans le but de pouvoir comparer l’inertie des voiles à celles des portiques.

5.2- Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont l’inertie est égale a 1m^4 , soumis au même système de forces que les portiques, est obtenu par le méthode des moments des aires.

Le diagramme des moments fléchissant engendrés par une série de forces horizontale égale à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

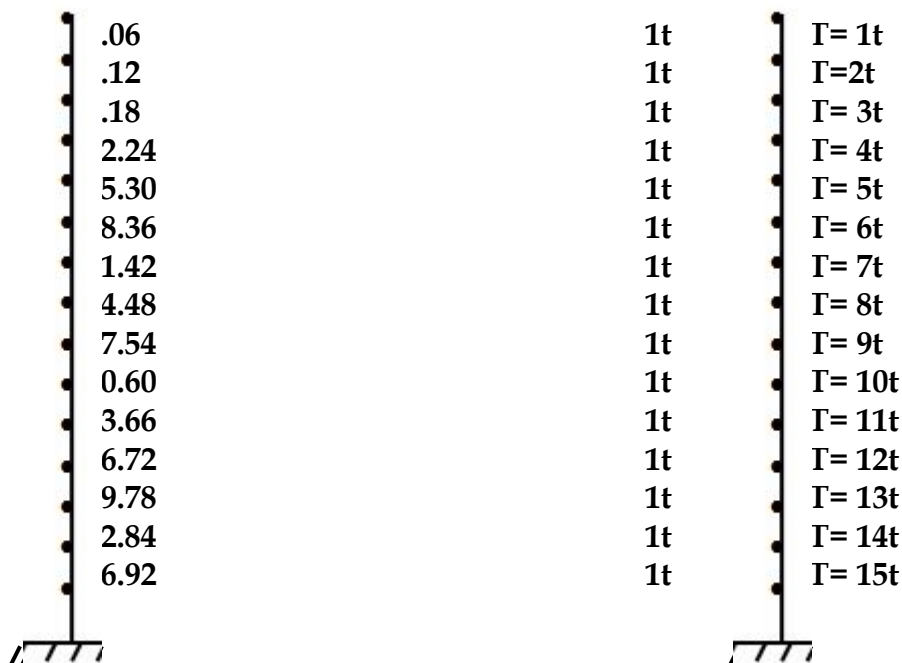


Figure1 : Système des forces horizontales et efforts tranchants résultants

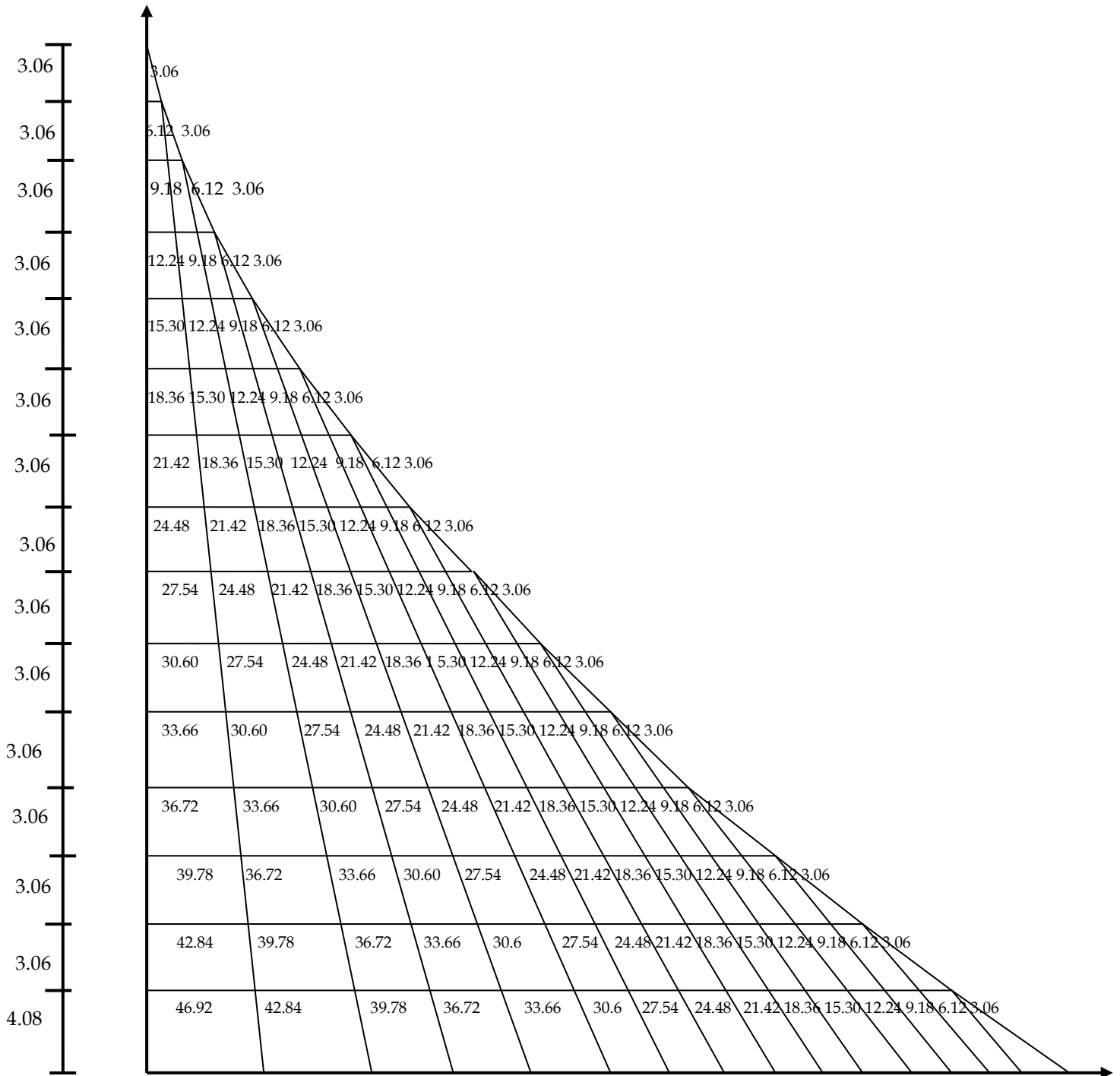


Figure2 : Diagramme des moments des aires

5.3-Calcul des flèches dans les refends par la méthode des moments des aires :

La flèche du refend au niveau < i > suite à une déformation due à une série de forces latérales est donné par :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

avec :

f_i : la flèche du refend de niveau < i >

S_i : Elément de surface de niveau < i >

d_i : Distance entre le centre de gravité

de la surface S_i et le niveau considéré pour une surface trapézoïdale

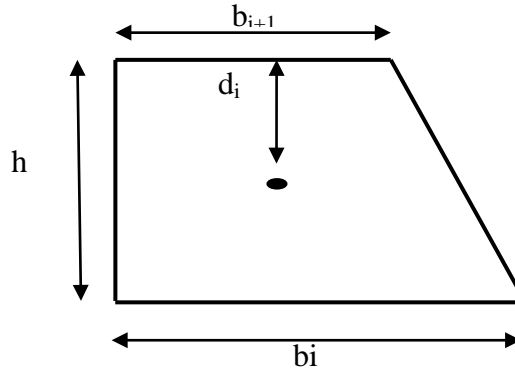
Rappel :

La section d'un trapèze :

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h}{2}$$

La distance du C-D-G < d_i > d'un trapèze a sa petite base :

$$D_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h}{3(b_i + b_{i+1})}$$



Les tableaux ci-dessous donnent les aires < S_i > et la position du centre de gravité < d_i > par rapport à la petite base du trapèze constituant le diagramme des moments.

Niveau :R-D-C

h(m)	b_i	b_{i+1}	$s_i(m^2)$	$d_i(m)$	$s_i \times d_i$
4.08	46.92	42.84	183.1104	2.72	498.060288
4.08	43.86	39.78	170.6256	2.72	464.101632
4.08	40.8	36.72	158.1408	2.72	430.142976
4.08	37.74	33.66	145.656	2.72	396.18432
4.08	34.68	30.6	133.1712	2.72	362.225664
4.08	31.62	27.54	120.6864	2.72	328.267008
4.08	28.56	24.48	108.2016	2.72	294.308352
4.08	25.5	21.24	95.3496	2.72	259.350912
4.08	22.44	18.36	83.232	2.72	226.39104
4.08	19.38	15.3	70.7472	2.72	192.432384
4.08	16.32	12.24	58.2624	2.72	158.473728
4.08	13.26	9.18	45.7776	2.72	124.515072
4.08	10.2	6.12	33.2928	2.72	90.556416
4.08	7.14	3.06	20.808	2.72	56.59776
4.08	4.08	0	0	2.72	0
					3881.60755

1^{er} étage :

h(m)	b_i	b_{i+1}	s_i(m²)	d_i(m)	s_i × d_i
7.14	46.92	39.78	309.519	3.668	1135.31569
7.14	43.86	36.72	287.6706	3.67544304	1057.3169
7.14	40.8	33.66	265.8222	3.68410959	979.318116
7.14	37.74	30.6	243.9738	3.69432836	901.319328
7.14	34.68	27.54	222.1254	3.70655738	823.32054
7.14	31.62	24.48	200.277	3.72145455	745.321752
7.14	28.56	21.24	177.786	3.74491566	665.793576
7.14	25.5	18.36	156.5802	3.76372093	589.324176
7.14	22.44	15.3	134.7318	3.79513514	511.325388
7.14	19.38	12.24	112.8834	3.83870968	433.3266
7.14	16.32	9.18	91.035	3.9032	355.327812
7.14	13.26	6.12	69.1866	4.00842105	277.329024
7.14	10.2	3.06	47.3382	4.21076923	199.330236
7.14	7.14	0	25.4898	4.76	121.331448
7.14	4.08	0	14.5656	4.76	69.332256
					8864.33285

2^{eme} étage :

h(m)	b_i	b_{i+1}	s_i(m²)	d_i(m)	s_i × d_i
10.2	46.92	36.72	426.564	5.30731707	2263.9104
10.2	43.86	33.66	395.352	5.32368421	2104.7292
10.2	40.8	30.6	364.14	5.34285714	1945.548
10.2	37.74	27.54	332.928	5.365625	1786.3668
10.2	34.68	24.48	301.716	5.39310345	1627.1856
10.2	31.62	21.24	269.586	5.4338252	1464.8832
10.2	28.56	18.36	239.292	5.46956522	1308.8232
10.2	25.5	15.3	208.08	5.525	1149.642
10.2	22.44	12.24	176.868	5.6	990.4608
10.2	19.38	9.18	145.656	5.70714286	831.2796
10.2	16.32	6.12	114.444	5.87272727	672.0984
10.2	13.26	3.06	83.232	6.1625	512.9172
10.2	10.2	0	52.02	6.8	353.736
10.2	7.14	0	36.414	6.8	247.6152
10.2	4.08	0	20.808	6.8	141.4944
					17400.69

3^{eme} étage :

h(m)	bi	bi+1	si(m2)	di(m)	si x di
13.26	46.92	33.66	534.2454	6.99367089	3736.3365
13.26	43.86	30.6	493.6698	7.02356164	3467.32027
13.26	40.8	27.54	453.0942	7.05880597	3198.30404
13.26	37.74	24.48	412.5186	7.10098361	2929.28782
13.26	34.68	21.24	370.7496	7.1611588	2654.99676
13.26	31.62	18.36	331.3674	7.21632653	2391.25536
13.26	28.56	15.3	290.7918	7.29813953	2122.23913
13.26	25.5	12.24	250.2162	7.40648649	1853.2229
13.26	22.44	9.18	209.6406	7.55677419	1584.20668
13.26	19.38	6.12	169.065	7.7792	1315.19045
13.26	16.32	3.06	128.4894	8.14210526	1046.17422
13.26	13.26	0	87.9138	8.84	777.157992
13.26	10.2	0	67.626	8.84	597.81384
13.26	7.14	0	47.3382	8.84	418.469688
13.26	4.08	0	27.0504	8.84	239.125536
					28331.1012

4^{eme} étage :

h(m)	bi	bi+1	si(m2)	di(m)	si x di
16.32	46.92	30.6	632.5632	8.73263158	5523.94138
16.32	43.86	27.54	582.624	8.78171429	5116.4375
16.32	40.8	24.48	532.6848	8.84	4708.93363
16.32	37.74	21.24	481.2768	8.92093591	4293.43949
16.32	34.68	18.36	432.8064	8.99692308	3893.92589
16.32	31.62	15.3	382.8672	9.10608696	3486.42202
16.32	28.56	12.24	332.928	9.248	3078.91814
16.32	25.5	9.18	282.9888	9.44	2671.41427
16.32	22.44	6.12	233.0496	9.71428571	2263.9104
16.32	19.38	3.06	183.1104	10.1381818	1856.40653
16.32	16.32	0	133.1712	10.88	1448.90266
16.32	13.26	0	108.2016	10.88	1177.23341
16.32	10.2	0	83.232	10.88	905.56416
16.32	7.14	0	58.2624	10.88	633.894912
16.32	4.08	0	33.2928	10.88	362.225664
					41421.57

5^{eme} étage :

h(m)	bi	bi+1	si(m2)	di(m)	si x di
19.38	46.92	27.54	721.5174	10.5306849	7598.07241
19.38	43.86	24.48	662.2146	10.6059701	7023.42828
19.38	40.8	21.24	601.1676	10.7083559	6437.51662
19.38	37.74	18.36	543.609	10.8058182	5874.14002
19.38	34.68	15.3	484.3062	10.942449	5299.49588
19.38	31.62	12.24	425.0034	11.1172093	4724.85175
19.38	28.56	9.18	365.7006	11.3486486	4150.20762
19.38	25.5	6.12	306.3978	11.6696774	3575.56349
19.38	22.44	3.06	247.095	12.1448	3000.91936
19.38	19.38	0	187.7922	12.92	2426.27522
19.38	16.32	0	158.1408	12.92	2043.17914
19.38	13.26	0	128.4894	12.92	1660.08305
19.38	10.2	0	98.838	12.92	1276.98696
19.38	7.14	0	69.1866	12.92	893.890872
19.38	4.08	0	39.5352	12.92	510.794784
					56495.4054

6^{eme} étage :

h(m)	bi	bi+1	si(m2)	di(m)	si x di
22.44	46.92	24.48	801.108	12.3954286	9930.07699
22.44	43.86	21.24	730.422	12.5195207	9144.53338
22.44	40.8	18.36	663.7752	12.6386207	8389.20298
22.44	37.74	15.3	595.1088	12.8023077	7618.76597
22.44	34.68	12.24	526.4424	13.0086957	6848.32896
22.44	31.62	9.18	457.776	13.277	6077.89195
22.44	28.56	6.12	389.1096	13.64	5307.45494
22.44	25.5	3.06	320.4432	14.1585714	4537.01794
22.44	22.44	0	251.7768	14.96	3766.58093
22.44	19.38	0	217.4436	14.96	3252.95626
22.44	16.32	0	183.1104	14.96	2739.33158
22.44	13.26	0	148.7772	14.96	2225.70691
22.44	10.2	0	114.444	14.96	1712.08224
22.44	7.14	0	80.1108	14.96	1198.45757
22.44	4.08	0	45.7776	14.96	684.832896
					73433.2215

7^{eme} étage :

h(m)	bi	bi+1	si(m2)	di(m)	si x di
25.5	46.92	21.24	869.04	14.3512324	12471.795
25.5	43.86	18.36	793.305	14.4918033	11496.42
25.5	40.8	15.3	715.275	14.6818182	10501.5375
25.5	37.74	12.24	637.245	14.9183673	9506.655
25.5	34.68	9.18	559.215	15.2209302	8511.7725
25.5	31.62	6.12	481.185	15.6216216	7516.89
25.5	28.56	3.06	403.155	16.1774194	6522.0075
25.5	25.5	0	325.125	17	5527.125
25.5	22.44	0	286.11	17	4863.87
25.5	19.38	0	247.095	17	4200.615
25.5	16.32	0	208.08	17	3537.36
25.5	13.26	0	169.065	17	2874.105
25.5	10.2	0	130.05	17	2210.85
25.5	7.14	0	91.035	17	1547.595
25.5	4.08	0	52.02	17	884.34
					92172.9375

8^{eme} étage :

h(m)	bi	bi+1	si(m2)	di(m)	si x di
28.56	46.92	18.36	932.1984	16.3625	15253.0963
28.56	43.86	15.3	844.8048	16.577931	14005.1157
28.56	40.8	12.24	757.4112	15.9243636	12061.2914
28.56	37.74	9.18	670.0176	16.1257143	10804.5124
28.56	34.68	6.12	582.624	16.3832558	9545.27804
28.56	31.62	3.06	495.2304	16.7243243	8282.39382
28.56	28.56	0	407.8368	17.1974194	7013.74048
28.56	25.5	0	364.14	19.04	6933.2256
28.56	22.44	0	320.4432	19.04	6101.23853
28.56	19.38	0	276.7464	19.04	5269.25146
28.56	16.32	0	233.0496	19.04	4437.26438
28.56	13.26	0	189.3528	19.04	3605.27731
28.56	10.2	0	145.656	19.04	2773.29024
28.56	7.14	0	101.9592	19.04	1941.30317
28.56	4.08	0	58.2624	19.04	1109.3161
					109135.595

9^{eme} étage :

h(m)	bi	bi+1	si(m2)	di(m)	si x di
31.62	46.92	15.3	983.6982	18.4881967	18186.8058
31.62	43.86	12.24	886.941	18.7803636	16657.0745
31.62	40.8	9.18	790.1838	19.1440816	15127.3432
31.62	37.74	6.12	693.4266	19.6093023	13597.6118
31.62	34.68	3.06	596.6694	20.2254054	12067.8805
31.62	31.62	0	499.9122	21.08	10538.1492
31.62	28.56	0	451.5336	21.08	9518.32829
31.62	25.5	0	403.155	21.08	8498.5074
31.62	22.44	0	354.7764	21.08	7478.68651
31.62	19.38	0	306.3978	21.08	6458.86562
31.62	16.32	0	258.0192	21.08	5439.04474
31.62	13.26	0	209.6406	21.08	4419.22385
31.62	10.2	0	161.262	21.08	3399.40296
31.62	7.14	0	112.8834	21.08	2379.58207
31.62	4.08	0	64.5048	21.08	1359.76118
					135126.268

10^{eme} étage :

h(m)	bi	bi+1	si(m2)	di(m)	si x di
34.68	46.92	12.24	1025.8344	20.7282759	21263.7784
34.68	43.86	9.18	919.7136	21.1192308	19423.6438
34.68	40.8	6.12	813.5928	21.6121739	17583.5091
34.68	37.74	3.06	707.472	22.253	15743.3744
34.68	34.68	0	601.3512	23.12	13903.2397
34.68	31.62	0	548.2908	23.12	12676.4833
34.68	28.56	0	495.2304	23.12	11449.7268
34.68	25.5	0	442.17	23.12	10222.9704
34.68	22.44	0	389.1096	23.12	8996.21395
34.68	19.38	0	336.0492	23.12	7769.4575
34.68	16.32	0	282.9888	23.12	6542.70106
34.68	13.26	0	229.9284	23.12	5315.94461
34.68	10.2	0	176.868	23.12	4089.18816
34.68	7.14	0	123.8076	23.12	2862.43171
34.68	4.08	0	70.7472	23.12	1635.67526
					159478.338

11^{eme} étage :

h(m)	bi	bi+1	si(m2)	di(m)	si x di
37.74	46.92	9.18	1058.607	23.1014545	24455.3615
37.74	43.86	6.12	943.1226	23.6195918	22276.1709
37.74	40.8	3.06	827.6382	24.2823256	20096.9802
37.74	37.74	0	712.1538	25.16	17917.7896
37.74	34.68	0	654.4116	25.16	16464.9959
37.74	31.62	0	596.6694	25.16	15012.2021
37.74	28.56	0	538.9272	25.16	13559.4084
37.74	25.5	0	481.185	25.16	12106.6146
37.74	22.44	0	423.4428	25.16	10653.8208
37.74	19.38	0	365.7006	25.16	9201.0271
37.74	16.32	0	307.9584	25.16	7748.23334
37.74	13.26	0	250.2162	25.16	6295.43959
37.74	10.2	0	192.474	25.16	4842.64584
37.74	7.14	0	134.7318	25.16	3389.85209
37.74	4.08	0	76.9896	25.16	1937.05834
					185957.6

12^{eme} étage :

h(m)	bi	bi+1	si(m2)	di(m)	si x di
40.8	46.92	6.12	1082.016	25.6307692	27732.9024
40.8	43.86	3.06	957.168	26.3130435	25186.0032
40.8	40.8	0	832.32	27.2	22639.104
40.8	37.74	0	769.896	27.2	20941.1712
40.8	34.68	0	707.472	27.2	19243.2384
40.8	31.62	0	645.048	27.2	17545.3056
40.8	28.56	0	582.624	27.2	15847.3728
40.8	25.5	0	520.2	27.2	14149.44
40.8	22.44	0	457.776	27.2	12451.5072
40.8	19.38	0	395.352	27.2	10753.5744
40.8	16.32	0	332.928	27.2	9055.6416
40.8	13.26	0	270.504	27.2	7357.7088
40.8	10.2	0	208.08	27.2	5659.776
40.8	7.14	0	145.656	27.2	3961.8432
40.8	4.08	0	83.232	27.2	2263.9104
					214788.499

13^{eme} étage :

h(m)	bi	bi+1	si(m2)	di(m)	si x di
43.86	46.92	3.06	1096.0614	28.344898	31067.7485
43.86	43.86	0	961.8498	29.24	28124.4882
43.86	40.8	0	894.744	29.24	26162.3146
43.86	37.74	0	827.6382	29.24	24200.141
43.86	34.68	0	760.5324	29.24	22237.9674
43.86	31.62	0	693.4266	29.24	20275.7938
43.86	28.56	0	626.3208	29.24	18313.6202
43.86	25.5	0	559.215	29.24	16351.4466
43.86	22.44	0	492.1092	29.24	14389.273
43.86	19.38	0	425.0034	29.24	12427.0994
43.86	16.32	0	357.8976	29.24	10464.9258
43.86	13.26	0	290.7918	29.24	8502.75223
43.86	10.2	0	223.686	29.24	6540.57864
43.86	7.14	0	156.5802	29.24	4578.40505
43.86	4.08	0	89.4744	29.24	2616.23146
					246252.786

14^{eme} étage :

h(m)	bi	bi+1	si(m2)	di(m)	si x di
46.92	46.92	0	1100.7432	31.28	34431.2473
46.92	43.86	0	1028.9556	31.28	32185.7312
46.92	40.8	0	957.168	31.28	29940.215
46.92	37.74	0	885.3804	31.28	27694.6989
46.92	34.68	0	813.5928	31.28	25449.1828
46.92	31.62	0	741.8052	31.28	23203.6667
46.92	28.56	0	670.0176	31.28	20958.1505
46.92	25.5	0	598.23	31.28	18712.6344
46.92	22.44	0	526.4424	31.28	16467.1183
46.92	19.38	0	454.6548	31.28	14221.6021
46.92	16.32	0	382.8672	31.28	11976.086
46.92	13.26	0	311.0796	31.28	9730.56989
46.92	10.2	0	239.292	31.28	7485.05376
46.92	7.14	0	167.5044	31.28	5239.53763
46.92	4.08	0	95.7168	31.28	2994.0215
					280689.516

6- Calcul des déplacements des portiques :

6.1-Calcul de la rotation d'étage :

a) - Pour les niveaux supérieurs :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_0}{24\sum k_{t,n}}$$

b) -Niveau du RDC :

-poteaux encastres a la base : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24\sum K_{t1} + 2\sum K_{p1}}$

-poteaux articulés a la base : $E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24\sum K_{t1}}$

6.2- Calcul du déplacement :

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12\sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$$\Delta_n = \Psi_n \cdot h$$

Ψ_n : Rapport du déplacement relatif du niveau « n » à la hauteur « h » qui sépare ces deux niveaux.

6.3- Calcul de l'inertie fictive :

$$I_e = \frac{F_n}{\Delta_n} \quad \text{avec : } F_n : \text{Flèche du } n^{\text{eme}} \text{ niveau}$$

Δ_n : Déplacement du portique au n^{eme} niveau.

Le calcul des inerties fictives se fera pour tous les portiques, dans les deux direction orthogonales.

Les résultats du calcul sont donnés par les tableaux suivant.

Calcul des déplacements et inerties fictives des portiques dans le sens transversal

NIV	Raideurs et moments					Rotations et déplacements				flèche	inertie fictive		
	Portiques	ΣK_{tn} poutres	ΣK_{pn} poteaux	MN	MN+1	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \Sigma E\Delta$	f_n	I_{en}	ΣI_{en} (m4)	
14	1-1	0.000522		3.06	0					280689.516			
			0.00113426			292.84516	371.23876	1135.9906	120466.658			2.3300183	
	2-2	0.0005225		3.06	0								
			0.00113426			292.84516	517.66134	1584.0437	225589.03			1.2442516	
	3-4	0.001295		3.06	0								
			0.00189043			118.12539	340.375221	1041.54818	155440.961			1.8057629	
	4-4	0.001295		3.06	0								
			0.00189043			118.12539	253.015336	774.226927	94617.0635			2.9665845	
	5-5	0		3.06	0								
			0.00037809			0	733.505288	2244.52618	110246.674			2.5460135	
	6-6	0.001015		3.06	0								
			0.00555556			150.73817	243.980848	746.581395	69935.0152			4.0135762	
	7-7	0.002057		3.06	0								
		0.00138889			42.379503	111.723913	341.875173	66961.1208		4.1918282			
8-8	0.000239		3.06	0									
		0.00075617			631.62588	990.041388	3029.52665	268967.36		1.0435821			
9-9	0.002047		3.06	0									
		0.00204475			39.886994	348.161562	1065.37438	233572.694		1.2017223			
10-10	0		3.06	0									
		0.00027778			0	95.7688786	293.052768	20807.7767		13.489645			
11-11	0.002047		3.06	0									
		0.00166667			39.886994	32.5810606	99.6980454	14746.4697		19.034353	60.21119907		
12-12	0.000530		3.06	0									
		0.00083333			162.67567	126.556459	387.262765	72060.8025		3.8951761			
13-13	0.000530		3.06	0									
		0.00083333			162.67567	187.950797	575.129439	114628.666		2.4486852			
13	1-1	0.000522		6.12	3.06					246252.786			
			0.00113426			878.53549	888.900104	2720.03432	119330.667			2.0636169	
	2-2	0.000522		6.12	3.06								
			0.00113426			878.53549	1328.16785	4064.19362	224004.987			1.0993183	
	3-4	0.001295		6.12	3.06								
			0.00189043			354.37618	886.235726	2711.88132	154399.413			1.5949075	
	4-4	0.001295		6.12	3.06								
			0.00189043			354.37618	624.156071	1909.91758	93842.8366			2.6240979	
	5-5	0		6.12	3.06								
			0.00037809			0	1526.07328	4669.78422	108002.148			2.280073	
	6-6	0.001015		6.12	3.06								
		0.00555556			452.2145	563.330776	1723.79218	69188.4338		3.5591612			
7-7	0.002057		6.12	3.06									
		0.00138889			127.13851	320.006658	979.220372	66619.2456		3.6964211			
8-8	0.000239		6.12	3.06									
		0.00075617			1894.8776	1685.45957	5157.50628	265937.834		0.9259788			
9-9	0.002047		6.12	3.06									
		0.00204475			119.66098	1032.07954	3158.16339	232507.319		1.0591184			
10-10	0		6.12	3.06									
		0.00027778			0	211.481253	647.132635	20514.724		12.003709			
11-11	0.002047		6.12	3.06									
		0.00166667			119.66098	85.1056172	260.423189	14646.7717		16.812769	53.31402552		

Chapitre 4.....Etude du contreventement

	12-12	0.000530	0.00083333	6.12	3.06	488.027	354.394244	1084.44639	71673.5397		3.4357559	
	13-13	0.000530	0.00083333	6.12	3.06	488.027	538.577254	1648.0464	114053.536		2.1590982	
12	1-1	0.000528	0.00195804	9.18	6.12	1446.2877	1113.84067	3408.35245	116610.633	214788.499	1.8419289	47.56022113
	2-2	0.000528	0.00195804	9.18	6.12	1446.2877	1836.98452	5621.17263	219940.793		0.9765742	
	3-3	0.001315	0.0032634	9.18	6.12	581.35002	1248.23695	3819.60507	151687.531		1.4159931	
	4-4	0.001315	0.0032634	9.18	6.12	581.35002	815.768112	2496.25042	91932.919		2.3363611	
	5-5	0	0.00065268	9.18	6.12	0	1462.76547	4476.06233	103332.364		2.0786179	
	6-6	0.001032	0.00999417	9.18	6.12	741.30623	1034.32884	3165.04626	67464.6416		3.1837196	
	7-7	0.002108	0.00249854	9.18	6.12	207.41891	499.65441	1528.94249	65640.0252		3.2722184	
	8-8	0.000242	0.00130536	9.18	6.12	3122.398	2250.95368	6887.91827	260780.327		0.8236377	
	9-9	0.002082	0.00365093	9.18	6.12	195.966	1679.88623	5140.45185	229349.156		0.9365131	
	10-10	0	0.00049971	9.18	6.12	0	224.44224	686.793256	19867.5913		10.810998	
	11-11	0.002080	0.00299825	9.18	6.12	195.966	119.059528	364.322157	14386.3485		14.930022	
	12-12	0.000537	0.00149913	9.18	6.12	803.07822	541.675167	1657.52601	70589.0933		3.0428001	
	13-13	0.000537	0.00149913	9.18	6.12	803.07822	845.231277	2586.40771	112405.49		1.9108364	
11	1-1	0.000528	0.00195804	12.24	9.18	2024.8028	1533.33049	4691.99131	113202.281	185957.6	1.6427019	42.43051364
	2-2	0.000528	0.00195804	12.24	9.18	2024.8028	2545.73189	7789.93959	214319.62		0.8676648	
	3-4	0.001315	0.0032634	12.24	9.18	813.89003	1731.90387	5299.62584	147867.926		1.2575925	
	4-4	0.001315	0.0032634	12.24	9.18	813.89003	1126.44749	3446.92931	89436.6686		2.0792098	
	5-5	0	0.00065268	12.24	9.18	0	1969.73229	6027.38081	98856.3015		1.88109	
	6-6	0.001032	0.00999417	12.24	9.18	1037.8287	909.611169	2783.41018	64299.5954		2.8920493	
	7-7	0.002108	0.00249854	12.24	9.18	290.38647	697.830038	2135.35992	64111.0827		2.9005531	
	8-8	0.000242	0.00130536	12.24	9.18	4371.3572	3112.26547	9523.53235	253892.409		0.7324268	
	9-9	0.002082	0.00365093	12.24	9.18	274.3524	2350.46043	7192.40893	224208.704		0.8293951	
	10-10	0	0.00049971	12.24	9.18	0	305.788521	935.712873	19180.7981		9.6949876	
	11-11	0.002080	0.00299825	12.24	9.18	274.3524	165.278238	505.751408	14022.0263		13.261821	
	12-12	0.000537	0.00149913	12.24	9.18	1124.3095	755.535026	2311.93718	68931.5673		2.6977132	
	13-13	0.000537	0.00149913	12.24	9.18	1124.3095	1180.51358	3612.37154	109819.082		1.6933086	
	1-1	0.000528	0.00195804	15.30	12.24	2603.3179	651.162344	1992.55677	108510.289		1.4697071	37.92160897
	2-2	0.000528	0.00195804	15.30	12.24	2603.3179	3254.47927	9958.70655	206529.681		0.7721812	
	3-4	0.001315	0.0032634	15.30	12.24	1046.43	2215.57077	6779.64655	142568.3		1.1186101	
	4-4	0.001315	0.0032634	15.30	12.24	1046.43	1437.12682	4397.60807	85989.7393		1.8546206	

Chapitre 4.....Etude du contreventement

10	5-5	0	0.00065268	15.30	12.24	0	2476.6991	7578.69923	92828.9207	159478.338	1.7179812	
	6-6	0.001032	0.00999417	15.30	12.24	1334.3512	1155.54662	3535.97267	61516.1852		2.5924614	
	7-7	0.002108	0.00249854	15.30	12.24	373.35403	896.005681	2741.77738	61975.7228		2.5732389	
	8-8	0.000242	0.00130536	15.30	12.24	5620.3164	3973.57726	12159.1464	244368.877		0.6526131	
	9-9	0.002082	0.00365093	15.30	12.24	352.7388	3021.03464	9244.366	217016.295		0.734868	
	10-10	0	0.00049971	15.30	12.24	0	387.134801	1184.63249	18245.0852		8.740893	
	11-11	0.002080	0.00299825	15.30	12.24	352.7388	211.496947	647.180659	13516.2749		11.798986	
	12-12	0.000537	0.00149913	15.30	12.24	1445.5408	969.394895	2966.34838	66619.6302		2.3938641	
	13-13	0.000537	0.00149913	15.30	12.24	1445.5408	1515.79589	4638.33544	106206.71		1.5015844	
09	1-1	0.000535	0.00315858	18.36	15.30	3142.3639	2055.57684	6290.06512	100227.667	135126.268	1.3481933	33.98971256
	2-2	0.000535	0.00315858	18.36	15.30	3142.3639	3626.75879	11097.8819	196570.974		0.6874172	
	3-4	0.001337	0.0052643	18.36	15.30	1258.5379	2491.08783	7622.72877	135788.654		0.9951219	
	4-4	0.001337	0.0052643	18.36	15.30	1258.5379	1549.17483	4740.47499	81592.1312		1.6561189	
	5-5	0	0.00105286	18.36	15.30	0	2082.45361	6372.30804	85250.2214		1.5850547	
	6-6	0.001049	0.01663778	18.36	15.30	1603.5989	1165.09561	3565.19258	57980.2125		2.3305583	
	7-7	0.002161	0.00415945	18.36	15.30	446.42206	1055.39798	3229.51782	59233.9454		2.2812302	
	8-8	0.000245	0.00210572	18.36	15.30	6790.781	4345.19386	13296.2932	232209.73		0.5819148	
	9-9	0.002118	0.00604419	18.36	15.30	423.48485	3632.02213	11113.9877	207771.929		0.6503586	
	10-10	0	0.00083189	18.36	15.30	0	363.679926	1112.86057	17060.4527		7.9204386	
	11-11	0.002116	0.00499133	18.36	15.30	423.48485	237.065342	725.419946	12869.0942		10.50006	
	12-12	0.000544	0.00249567	18.36	15.30	1744.0938	1134.43516	3471.37159	63653.2818		2.1228484	
	13-13	0.000544	0.00249567	18.36	15.30	1744.0938	1794.73963	5491.90328	101568.375		1.3303971	
08	1-1	0.000535	0.00315858	21.42	18.36	3713.7028	2421.97877	7411.25503	100227.667	109135.595	1.0888769	29.01379001
	2-2	0.000535	0.00315858	21.42	18.36	3713.7028	4278.83017	13093.2203	185473.092		0.5884174	
	3-4	0.001337	0.0052643	21.42	18.36	1487.363	2939.60932	8995.20452	128165.925		0.851518	
	4-4	0.001337	0.0052643	21.42	18.36	1487.363	1826.43942	5588.90463	76851.6562		1.4200812	
	5-5	0	0.00105286	21.42	18.36	0	2439.0636	7463.53462	78877.9134		1.3836014	
	6-6	0.001049	0.01663778	21.42	18.36	1895.1623	1371.42668	4196.56563	57459.7699		1.8993392	
	7-7	0.002161	0.00415945	21.42	18.36	527.58971	1246.82809	3815.29395	56004.4276		1.9486958	
	8-8	0.000245	0.00210572	21.42	18.36	8025.4685	5124.22016	15680.1137	218913.437		0.4985331	
	9-9	0.002118	0.00604419	21.42	18.36	500.48209	4292.0127	13133.5589	196657.942		0.5549514	
	10-10	0	0.00083189	21.42	18.36	0	427.501463	1308.15448	15947.5921		6.8433902	

Chapitre 4.....Etude du contreventement

	11-11	0.002116	0.00499133	21.42	18.36	500.48209	279.784448	856.140411	12143.6743		8.9870325	
	12-12	0.000544	0.00249567	21.42	18.36	2061.2017	1339.9287	4100.18182	60181.9102		1.8134286	
	13-13	0.000544	0.00249567	21.42	18.36	2061.2017	2120.28851	6488.08283	96076.4717		1.1359243	
07	1-1	0.000535	0.00315858	24.48	21.42	4285.0417	2788.3807	8532.44494	92816.4123	92172.9375	0.9930672	26.57718175
	2-2	0.000535	0.00315858	24.48	21.42	4285.0417	4930.90155	15088.5587	172379.872		0.5347082	
	3-4	0.001337	0.0052643	24.48	21.42	1716.1881	3388.13081	10367.6803	119170.721		0.7734529	
	4-4	0.001337	0.0052643	24.48	21.42	1716.1881	2103.70401	6437.33427	71262.7516		1.2934238	
	5-5	0	0.00105286	24.48	21.42	0	2795.6736	8554.7612	71414.3788		1.2906776	
	6-6	0.001049	0.01663778	24.48	21.42	2186.7257	1577.75774	4827.93867	50218.4543		1.8354396	
	7-7	0.002161	0.00415945	24.48	21.42	608.75736	1438.2582	4401.07008	52189.1337		1.7661327	
	8-8	0.000245	0.00210572	24.48	21.42	9260.1559	5903.2464	18063.934	203233.323		0.4535326	
	9-9	0.002118	0.00604419	24.48	21.42	577.47934	4952.00322	15153.1299	183524.383		0.5022381	
	10-10	0	0.00083189	24.48	21.42	0	491.323005	1503.44839	14639.4377		6.2962075	
	11-11	0.002116	0.00499133	24.48	21.42	577.47934	322.503559	986.860891	11287.5339		8.1659057	
	12-12	0.000544	0.00249567	24.48	21.42	2378.3097	1545.4223	4728.99223	56081.7284		1.6435467	
	13-13	0.000544	0.00249567	24.48	21.42	2378.3097	2445.83748	7484.26268	89588.3889		1.0288491	
06	1-1	0.000542	0.00483247	27.54	24.48	4795.3747	2872.59977	8790.15528	84283.9674	73433.2215	0.8712597	23.3447722
	2-2	0.000542	0.00483247	27.54	24.48	4795.3747	5270.28712	16127.0786	157291.313		0.4668613	
	3-4	0.001359	0.00805412	27.54	24.48	1913.3994	3639.33438	11136.3632	108803.04		0.6749188	
	4-4	0.001359	0.00805412	27.54	24.48	1913.3994	2198.34673	6726.941	64825.4173		1.1327844	
	5-5	0	0.00161082	27.54	24.48	0	2381.43989	7287.20608	62859.6176		1.1682098	
	6-6	0.001067	0.02609536	27.54	24.48	2436.0911	1574.22949	4817.14225	45390.5156		1.6178098	
	7-7	0.002218	0.00652384	27.54	24.48	674.54835	1584.38343	4848.21329	47788.0636		1.5366436	
	8-8	0.000247	0.00322165	27.54	24.48	10373.792	6236.53806	19083.8065	185169.389		0.3965732	
	9-9	0.002155	0.00943943	27.54	24.48	642.65486	5532.03834	16928.0373	168371.253		0.4361387	
	10-10	0	0.00130477	27.54	24.48	0	466.645988	1427.93672	13135.9893		5.5902315	
	11-11	0.002153	0.00782861	27.54	24.48	642.65486	345.547182	1057.37438	10300.673		7.1289732	
	12-12	0.000551	0.0039143	27.54	24.48	2660.3403	1699.93709	5201.80749	51352.7361		1.4299768	
	13-13	0.000551	0.0039143	27.54	24.48	2660.3403	2708.77981	8288.86622	82104.1262		0.8943914	
	1-1	0.000542	0.00483247	30.60	27.54	5359.5364	3207.44866	9814.7929	75493.8121		0.7483448	20.06423306
	2-2	0.000542	0.00483247	30.60	27.54	5359.5364	5887.21686	18014.8836	141164.235		0.4002105	
	3-4	0.001359	0.00805412	30.60	27.54	2138.5052	4065.62895	12440.8246	97666.6772		0.5784512	

Chapitre 4.....Etude du contreventement

05	4-4	0.001359	0.00805412	30.60	27.54	2138.5052	2455.11335	7512.64684	58098.4763	56495.4054	0.9724077	
	5-5	0	0.00161082	30.60	27.54	0	2652.29726	8116.02962	55572.4115		1.0166089	
	6-6	0.001067	0.02609536	30.60	27.54	2722.69	1757.10494	5376.74111	40573.3734		1.3924256	
	7-7	0.002218	0.00652384	30.60	27.54	753.90697	1770.59149	5418.00996	42939.8503		1.3156871	
	8-8	0.000247	0.00322165	30.60	27.54	11594.238	6965.59236	21314.7126	166085.583		0.3401584	
	9-9	0.002155	0.00943943	30.60	27.54	718.26131	6182.71067	18919.0946	151443.216		0.3730468	
	10-10	0	0.00130477	30.60	27.54	0	520.595719	1593.0229	11708.0525		4.8253461	
	11-11	0.002153	0.00782861	30.60	27.54	718.26131	386.041491	1181.28696	9243.29861		6.1120394	
	12-12	0.000551	0.0039143	30.60	27.54	2973.3215	1899.61308	5812.81603	46150.9286		1.2241445	
	13-13	0.000551	0.0039143	30.60	27.54	2973.3215	3027.14318	9263.05812	73815.26		0.7653621	
04	1-1	0.000542	0.00483247	33.66	30.60	5923.6981	3542.29756	10839.4305	65679.0192	41421.5700	0.6306667	16.92564002
	2-2	0.000542	0.00483247	33.66	30.60	5923.6981	6504.14661	19902.6886	123149.351		0.3363523	
	3-4	0.001359	0.00805412	33.66	30.60	2363.611	4491.92351	13745.2859	85225.8526		0.4860212	
	4-4	0.001359	0.00805412	33.66	30.60	2363.611	2711.87996	8298.35268	50585.8295		0.8188374	
	5-5	0	0.00161082	33.66	30.60	0	2923.15463	8944.85316	47456.3819		0.8728346	
	6-6	0.001067	0.02609536	33.66	30.60	3009.289	1939.98043	5936.34012	35196.6323		1.1768617	
	7-7	0.002218	0.00652384	33.66	30.60	833.2656	1956.79961	5987.80679	37521.8403		1.1039323	
	8-8	0.000247	0.00322165	33.66	30.60	12814.684	7694.64666	23545.6188	144770.87		0.2861181	
	9-9	0.002155	0.00943943	33.66	30.60	793.86776	6833.383	20910.152	132524.121		0.3125587	
	10-10	0	0.00130477	33.66	30.60	0	574.545451	1758.10908	10115.0296		4.0950518	
	11-11	0.002153	0.00782861	33.66	30.60	793.86776	426.535799	1305.19955	8062.01165		5.1378703	
	12-12	0.000551	0.0039143	33.66	30.60	3286.3027	2099.28907	6423.82457	40338.1126		1.0268594	
	13-13	0.000551	0.0039143	33.66	30.60	3286.3027	3345.50654	10237.25	64552.2019		0.6416756	
03	1-1	0.000549	0.00708582	36.72	33.66	6405.3106	3634.5037	11121.5813	54839.5887	28331.101	0.5166177	13.88728069
	2-2	0.000549	0.00708582	36.72	33.66	6405.3106	6837.159	20921.7065	103246.662		0.2744021	
	3-4	0.001382	0.0118097	36.72	33.66	2545.8931	4734.71089	14488.2153	71480.5666		0.3963469	
	4-4	0.001382	0.0118097	36.72	33.66	2545.8931	2805.00214	8583.30654	42287.4768		0.6699643	
	5-5	0	0.00236194	36.72	33.66	0	2568.49174	7859.58472	38511.5287		0.7356525	
	6-6	0.001086	0.03904032	36.72	33.66	3238.7315	1943.25205	5946.35126	29260.2922		0.968244	
	7-7	0.002284	0.00976008	36.72	33.66	891.70777	2091.12393	6398.83921	31534.0336		0.8984293	
	8-8	0.000250	0.00472388	36.72	33.66	13870.495	8028.87398	24568.3544	121225.251		0.2337063	
	9-9	0.002194	0.01407403	36.72	33.66	853.4605	7383.21086	22592.6252	111613.969		0.2538311	

Chapitre 4.....Etude du contreventement

	10-10	0	0.00195202	36.72	33.66	0	556.251702	1702.13021	8356.92057		3.3901365	
	11-11	0.002192	0.0117121	36.72	33.66	853.4605	448.317159	1371.85051	6756.81211		4.1929686	
	12-12	0.000559	0.00585605	36.72	33.66	3551.7857	2245.79692	6872.13857	33914.288		0.8353736	
	13-13	0.000559	0.00585605	36.72	33.66	3551.7857	3594.95952	11000.5761	54314.9519		0.5216078	
02	1-1	0.000549	0.00708582	39.78	36.72	6962.2941	3948.98281	12083.8874	43718.0074	17400.69	0.3980211	10.70411268
	2-2	0.000549	0.00708582	39.78	36.72	6962.2941	7430.12986	22736.1974	82324.9559		0.2113659	
	3-4	0.001382	0.0118097	39.78	36.72	2767.2751	5145.48606	15745.1873	56992.3513		0.3053162	
	4-4	0.001382	0.0118097	39.78	36.72	2767.2751	3047.97656	9326.80827	33704.1703		0.5162771	
	5-5	0	0.00236194	39.78	36.72	0	2787.14484	8528.6632	30651.944		0.5676863	
	6-6	0.001086	0.03904032	39.78	36.72	3520.3603	2111.05697	6459.83433	23313.9409		0.7463642	
	7-7	0.002284	0.00976008	39.78	36.72	969.24757	2272.86692	6954.97276	25135.1943		0.6922839	
	8-8	0.000250	0.00472388	39.78	36.72	15076.625	8724.68993	26697.5512	96656.8971		0.1800253	
	9-9	0.002194	0.01407403	39.78	36.72	927.67446	8025.15227	24556.9659	89021.3437		0.1954665	
	10-10	0	0.00195202	39.78	36.72	0	604.152136	1848.70554	6654.79036		2.6147616	
	11-11	0.002192	0.0117121	39.78	36.72	927.67446	487.223048	1490.90253	5384.9616		3.2313489	
	12-12	0.000559	0.00585605	39.78	36.72	3860.6366	2440.92717	7469.23713	27042.1495		0.6434655	
	13-13	0.000559	0.00585605	39.78	36.72	3860.6366	3907.40824	11956.6692	43314.3757		0.4017301	
01	1-1	0.000549	0.00708582	42.84	39.78	7519.2776	4263.46193	13046.1935	31634.12	8864.3328	0.2802143	7.542273142
	2-2	0.000549	0.00708582	42.84	39.78	7519.2776	8023.10073	24550.6882	59588.7585		0.1487585	
	3-4	0.001382	0.0118097	42.84	39.78	2988.6571	5556.26123	17002.1594	41247.164		0.2149077	
	4-4	0.001382	0.0118097	42.84	39.78	2988.6571	3290.95098	10070.31	24377.362		0.3636297	
	5-5	0	0.00236194	42.84	39.78	0	3005.79794	9197.74168	22123.2808		0.4006789	
	6-6	0.001086	0.03904032	42.84	39.78	3801.9891	2278.8619	6973.3174	16854.1066		0.525945	
	7-7	0.002284	0.00976008	42.84	39.78	1046.7874	2454.60992	7511.10636	18180.2216		0.4875811	
	8-8	0.000250	0.00472388	42.84	39.78	16282.755	9420.50589	28826.748	69959.3459		0.1267069	
	9-9	0.002194	0.01407403	42.84	39.78	1001.8884	8667.09367	26521.3066	64464.3777		0.1375075	
	10-10	0	0.00195202	42.84	39.78	0	652.052561	1995.28084	4806.08482		1.8443979	
	11-11	0.002192	0.0117121	42.84	39.78	1001.8884	526.128927	1609.95452	3894.05908		2.2763735	
	12-12	0.000559	0.00585605	42.84	39.78	4169.4876	2636.05745	8066.33581	19572.9123		0.4528878	
	13-13	0.000559	0.00585605	42.84	39.78	4169.4876	4219.85705	12912.7626	31357.7065		0.2826843	
	1-1	0.000556	0.00746231	46.92	42.84	8063.796	4555.86433	18587.9265	18587.9265		0.2088241	5.632789675
	2-2	0.000556	0.00746231	46.92	42.84	8063.796	8587.76233	35038.0703	35038.0703		0.1107826	

3-4	0.001405	0.01243719	46.92	42.84	3192.2506	5942.4031	24245.0046	24245.0046	3881.60755	0.1600993
4-4	0.001405	0.01243719	46.92	42.84	3192.2506	3506.6304	14307.052	14307.052		0.2713073
5-5	0	0.00248744	46.92	42.84	0	3168.02429	12925.5391	12925.5391		0.3003053
6-6	0.001106	0.04180276	46.92	42.84	4057.5746	2421.76205	9880.78915	9880.78915		0.3928439
7-7	0.002349	0.01045069	46.92	42.84	1110.4192	2614.97922	10669.1152	10669.1152		0.3638172
8-8	0.000253	0.00497487	46.92	42.84	17480.72	10081.5191	41132.5979	41132.5979		0.0943682
9-9	0.002234	0.01502827	46.92	42.84	1068.0219	9299.77233	37943.0711	37943.0711		0.1023008
10-10	0	0.00209014	46.92	42.84	0	688.922545	2810.80398	2810.80398		1.3809599
11-11	0.002232	0.01254083	46.92	42.84	1068.0219	559.829549	2284.10456	2284.10456		1.6994001
12-12	0.000566	0.00627041	46.92	42.84	4469.1824	2820.23935	11506.5765	11506.5765		0.3373382
13-13	0.000566	0.00627041	46.92	42.84	4469.1824	4520.8196	18444.944	18444.944		0.2104429

Calcul des déplacements et inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal

NIV	Raideurs et moments				Rotations et déplacements				flèche	inertie fictive		
	Portiques	ΣK_{tn} poutres	ΣK_{pn} poteaux	MN	MN+1	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$		$D_n = \Sigma EA$	f_n	I _{en}
14	A-A	0.000783	0.00083333	3.06	0	162.8352	306.2337	937.0753	937.075366	280689.516	3.616978769	47.36752983
	B-B	0.000783	0.00083333	3.06	0	162.8352	387.6513	1186.213	1186.21322		2.058986654	
	C-C	0.002708	0.00166667	3.06	0	47.08271	239.8489	733.9376	733.937636		3.237459432	
	D-D	0	0.00027778	3.06	0	0	158.4313	484.7997	484.79978		9.296289825	
	E-E	0.002939	0.00204475	3.06	0	43.38210	696.1336	2130.168	2130.16895		3.308218845	
	F-F	0.000359	0.00075617	3.06	0	355.1532	245.1676	750.2128	750.212897		1.926440607	
	G-G	0.002837	0.00138889	3.06	0	44.94184	383.6473	1173.960	1173.96096		1.792936671	
	H-H	0.001502	0.00189043	3.06	0	84.88681	444.5834	1360.425	1360.42547		3.541861259	
	I-I	0	0.00037809	3.06	0	0	167.1530	511.4882	511.488263		6.840940151	
	G-G	0.001918	0.00189043	3.06	0	66.47549 5	951.2304	2910.765	2910.76503		2.535041379	
	K-K	0.001918	0.00189043	3.06	0	66.47549	219.4751	671.5940	671.594071		4.673000905	
	L-L	0.000775	0.00113426	3.06	0	164.5161	421.4970	1289.780	1289.78088		2.577374171	
	M-M	0.000775	0.00113426	3.06	0	162.8352	469.6768	1437.211	1437.21123		1.962001163	
	A-A	0.000783	0.00083333	6.12	3.06	488.5057	693.8852	2123.288	2123.28874		3.212011062	
	B-B	0.000783	0.00083333	6.12	3.06	488.5057	938.1380	2870.702	2870.70246		1.822233424	
	C-C	0.002708	0.00166667	6.12	3.06	141.2481	584.6567	1789.049	1789.04978		2.864516548	

13	D-D	0	0.00027778	6.12	3.06	0	340.4039	1041.636	1041.63606	246252.786	8.28885177	42.14454492
	E-E	0.002939	0.00204475	6.12	3.06	130.1463	1413.958	4326.712	4326.71251		2.977089646	
	F-F	0.000359	0.00075617	6.12	3.06	1065.459	689.6025	2110.183	2110.18388		1.698840078	
	G-G	0.002837	0.00138889	6.12	3.06	134.8255	967.3419	2960.066	2960.06639		1.584852595	
	H-H	0.001502	0.00189043	6.12	3.06	254.6604	869.1944	2659.735	2659.73505		3.161597112	
	I-I	0	0.00037809	6.12	3.06	0	376.7494	1152.853	1152.8533		6.077411896	
	G-G	0.001918	0.00189043	6.12	3.06	199.4264	1935.698	5923.237	5923.23745		2.284071631	
	K-K	0.001918	0.00189043	6.12	3.06	199.4264	505.4257	1546.602	1546.60291		4.146044669	
	L-L	0.000775	0.00113426	6.12	3.06	493.5483	958.4897	2932.978	2932.97878		2.288266208	
	M-M	0.000775	0.00113426	6.12	3.06	488.5057	1103.029	3375.270	3375.27011		1.738758283	
12	A-A	0.000793	0.00149913	9.18	6.12	803.9092	792.6514	2425.513	2425.51334	214788.5	2.881406206	37.93997623
	B-B	0.000793	0.00149913	9.18	6.12	803.9092	1194.606	3655.494	3655.49442		1.623898554	
	C-C	0.002749	0.00299825	9.18	6.12	231.9025	752.3239	2302.111	2302.11126		2.551612227	
	D-D	0	0.00049971	9.18	6.12	0	350.3693	1072.130	1072.13019		7.492462277	
	E-E	0.002987	0.00365093	9.18	6.12	213.4248	1278.802	3913.136	3913.13674		2.740025521	
	F-F	0.000363	0.00130536	9.18	6.12	1756.198	1939.455	5934.732	5934.73238		1.503665216	
	G-G	0.002896	0.00249854	9.18	6.12	220.1312	1294.343	3960.690	3960.69083		1.409198434	
	H-H	0.001527	0.0032634	9.18	6.12	417.4852	904.8534	2768.851	2768.85149		2.855129171	
	I-I	0	0.00065268	9.18	6.12	0	418.2782	1279.931	1279.93145		5.456124175	
	G-G	0.001948	0.0032634	9.18	6.12	327.2587	1694.517	5185.222	5185.22283		2.108046349	
	K-K	0.001948	0.0032634	9.18	6.12	327.2587	582.4075	1782.167	1782.16706		3.712978879	
	L-L	0.000784	0.00195804	9.18	6.12	813.1377	1080.494	3306.312	3306.31217		2.051809706	
M-M	0.000784	0.00195804	9.18	6.12	813.1377	1323.433	4049.707	4049.70704	1.55361951			
11	A-A	0.000793	0.00149913	12.24	9.18	1125.472	1083.665	3316.015	3316.01518	185957.6	2.578538914	34.05071441
	B-B	0.000793	0.00149913	12.24	9.18	1125.472	1646.401	5037.987	5037.98734		1.445884046	
	C-C	0.002749	0.00299825	12.24	9.18	324.6635	1037.625	3175.133	3175.13313		2.27122532	
	D-D	0	0.00049971	12.24	9.18	0	474.8892	1453.160	1453.16097		6.738778873	
	E-E	0.002987	0.00365093	12.24	9.18	298.7947	1712.184	5239.284	5239.28496		2.496876292	
	F-F	0.000363	0.00130536	12.24	9.18	2458.677	1480.795	4531.233	4531.23377		1.358261245	
	G-G	0.002896	0.00249854	12.24	9.18	308.1837	1791.668	5482.506	5482.50641		1.252592086	
	H-H	0.001527	0.0032634	12.24	9.18	584.4793	1227.725	3756.838	3756.83892		2.566343225	
	I-I	0	0.00065268	12.24	9.18	0	571.6205	1749.158	1749.15879		4.882498428	

	G-G	0.001948	0.0032634	12.24	9.18	458.1622	2270.264	6947.010	6947.01086		1.922944428	
	K-K	0.001948	0.0032634	12.24	9.18	458.1622	798.3606	2442.983	2442.98362		3.316770712	
	L-L	0.000784	0.00195804	12.24	9.18	1138.392	1478.671	4524.735	4524.73552		1.834332758	
	M-M	0.000784	0.00195804	12.24	9.18	1138.392	1818.786	5565.487	5565.48708		1.385668081	
10	A-A	0.000793	0.00149913	15.30	12.24	1447.036	651.1623	1992.556	1992.55677	159478.338	2.317951427	30.70621634
	B-B	0.000793	0.00149913	15.30	12.24	1447.036	2098.197	6420.483	6420.48394		1.290552329	
	C-C	0.002749	0.00299825	15.30	12.24	417.4245	1322.927	4048.156	4048.15683		2.026400147	
	D-D	0	0.00049971	15.30	12.24	0	599.4090	1834.191	1834.19175		6.100467349	
	E-E	0.002987	0.00365093	15.30	12.24	384.1647	2145.566	6565.433	6565.43333		2.303374956	
	F-F	0.000363	0.00130536	15.30	12.24	3161.157	1900.235	5814.719	5814.71979		1.204725421	
	G-G	0.002896	0.00249854	15.30	12.24	396.2361	2288.994	7004.323	7004.32337		1.115422518	
	H-H	0.001527	0.0032634	15.30	12.24	751.4734	1550.596	4744.826	4744.8262		2.32126151	
	I-I	0	0.00065268	15.30	12.24	0	724.9627	2218.386	2218.38613		4.388819924	
	G-G	0.001948	0.0032634	15.30	12.24	589.0657	2846.012	8708.798	8708.79889		1.776766883	
	K-K	0.001948	0.0032634	15.30	12.24	589.0657	1014.313	3103.800	3103.80011		2.974072838	
	L-L	0.000784	0.00195804	15.30	12.24	1463.648	1876.850	5743.161	5743.16142		1.646628832	
	M-M	0.000784	0.00195804	15.30	12.24	1463.648	2314.141	7081.272	7081.27234		1.239772206	
09	A-A	0.000804	0.00249567	18.36	15.30	1744.40	1356.594	4151.180	4151.18035	135126.268	2.156579571	27.90652889
	B-B	0.000804	0.00249567	18.36	15.30	1744.40	2228.794	6820.112	6820.11235		1.153414836	
	C-C	0.002791	0.00499133	18.36	15.30	502.508	1414.090	4327.118	4327.11825		1.810078423	
	D-D	0	0.00083189	18.36	15.30	0	541.8909	1658.186	1658.18625		5.558968501	
	E-E	0.003036	0.00604419	18.36	15.30	461.956	1684.162	5153.537	5153.53774		2.156108124	
	F-F	0.000367	0.00210572	18.36	15.30	3821.52	2233.697	6835.114	6835.114		1.067663387	
	G-G	0.002958	0.00415945	18.36	15.30	474.137	2515.665	7697.936	7697.93672		0.993784509	
	H-H	0.001553	0.0052643	18.36	15.30	903.090	1415.205	4330.529	4330.52984		2.112718596	
	I-I	0	0.00105286	18.36	15.30	0	704.6806	2156.322	2156.32281		3.960437979	
	G-G	0.001980	0.0052643	18.36	15.30	708.333	2193.351	6711.657	6711.65703		1.66722098	
	K-K	0.001980	0.0052643	18.36	15.30	708.333	1014.864	3105.485	3105.48545		2.674757337	
	L-L	0.000794	0.00315858	18.36	15.30	1766.37	1850.413	5662.264	5662.26477		1.483139646	
	M-M	0.000794	0.00315858	18.36	15.30	1766.37	2379.431	7281.061	7281.06138		1.111657002	
	A-A	0.000804	0.00249567	21.42	18.36	2061.567	1595.910	4883.487	4883.48725		1.74177529	
	B-B	0.000804	0.00249567	21.42	18.36	2061.567	2626.694	8037.684	8037.68476		0.989146343	

Chapitre 4.....Etude du contreventement

08	C-C	0.002791	0.00499133	21.42	18.36	593.8731	1666.796	5100.397	5100.3972	109135.595	1.551873826	24.13115913
	D-D	0	0.00083189	21.42	18.36	0	636.0129	1946.199	1946.19969		4.818431749	
	E-E	0.003036	0.00604419	21.42	18.36	545.9486	1968.356	6023.170	6023.17059		1.897421632	
	F-F	0.000367	0.00210572	21.42	18.36	4516.348	2638.434	8073.608	8073.6088		1.034777125	
	G-G	0.002958	0.00415945	21.42	18.36	560.3448	2967.489	9080.518	9080.51841		0.85080417	
	H-H	0.001553	0.0052643	21.42	18.36	1067.289	1661.507	5084.214	5084.21433		1.830275844	
	I-I	0	0.00105286	21.42	18.36	0	828.9694	2536.646	2536.64646		3.414467486	
	G-G	0.001980	0.0052643	21.42	18.36	837.1212	2564.276	7846.687	7846.68756		1.468116522	
	K-K	0.001980	0.0052643	21.42	18.36	837.1212	1194.741	3655.908	3655.90842		2.301778767	
	L-L	0.000794	0.00315858	21.42	18.36	2087.531	2177.564	6663.348	6663.34857		1.277246506	
	M-M	0.000794	0.00315858	21.42	18.36	2087.531	2802.769	8576.475	8576.47557		0.955043874	
07	A-A	0.000804	0.00249567	24.48	21.42	2378.731	1835.225	5615.789	5615.78957	92172.9375	1.595399893	22.10742248
	B-B	0.000804	0.00249567	24.48	21.42	2378.731	3024.590	9255.248	9255.248		0.901046501	
	C-C	0.002791	0.00499133	24.48	21.42	685.2382	1919.500	5873.671	5873.67156		1.413161161	
	D-D	0	0.00083189	24.48	21.42	0	730.1350	2234.213	2234.21313		4.452065658	
	E-E	0.003036	0.00604419	24.48	21.42	629.9407	2252.549	6892.802	6892.80268		1.789951027	
	F-F	0.000367	0.00210572	24.48	21.42	5211.171	3043.168	9312.095	9312.09519		0.825523744	
	G-G	0.002958	0.00415945	24.48	21.42	646.5517	3419.310	10463.09	10463.0911		0.773308688	
	H-H	0.001553	0.0052643	24.48	21.42	1231.487	1907.809	5837.895	5837.89592		1.689890466	
	I-I	0	0.00105286	24.48	21.42	0	953.2577	2916.968	2916.96859		3.132358265	
	G-G	0.001980	0.0052643	24.48	21.42	965.9090	2935.201	8981.717	8981.71748		1.386258074	
	K-K	0.001980	0.0052643	24.48	21.42	965.9090	1374.617	4206.330	4206.33016		2.106440148	
	L-L	0.000794	0.00315858	24.48	21.42	2408.690	2504.715	7664.428	7664.42871		1.169965023	
	M-M	0.000794	0.00315858	24.48	21.42	2408.690	3226.105	9871.883	9871.88364		0.872053835	
06	A-A	0.000814	0.0039143	27.54	24.48	2662.776	1806.300	5527.279	5527.27927	73433.2215	1.407888664	19.65997074
	B-B	0.000814	0.0039143	27.54	24.48	2662.776	3137.688	9601.326	9601.32655		0.789263536	
	C-C	0.002842	0.00782861	27.54	24.48	762.6671	1997.668	6112.866	6112.86678		1.237270682	
	D-D	0	0.00130477	27.54	24.48	0	666.2808	2038.819	2038.8195		3.975983625	
	E-E	0.003087	0.00943943	27.54	24.48	702.138	1775.809	5433.976	5433.97613		1.646415854	
	F-F	0.000372	0.00322165	27.54	24.48	5826.612	3352.321	10258.10	10258.1043		0.717529153	
	G-G	0.003023	0.00652384	27.54	24.48	717.0029	3623.594	11088.19	11088.198		0.675373147	
	H-H	0.001580	0.00805412	27.54	24.48	1371.835	1756.786	5375.767	5375.76772		1.507688259	

Chapitre 4.....Etude du contreventement

	I-I	0	0.00161082	27.54	24.48	0	929.0465	2842.882	2842.88256		2.770115439	
	G-G	0.002012	0.00805412	27.54	24.48	1077.286	2297.573	7030.575	7030.5755		1.276905351	
	K-K	0.002012	0.00805412	27.54	24.48	1077.286	1370.441	4193.550	4193.55096		1.856655175	
	L-L	0.000804	0.00483247	27.54	24.48	2695.895	2472.902	7567.080	7567.08082		1.032551528	
	M-M	0.000804	0.00483247	27.54	24.48	2695.895	3282.206	10043.55	10043.5526		0.766330331	
05	A-A	0.000814	0.0039143	30.60	27.54	2976.044	2015.702	6168.049	6168.04953	56495.4054	1.211538631	16.9784116
	B-B	0.000814	0.0039143	30.60	27.54	2976.044	3503.724	10721.39	10721.3969		0.677087508	
	C-C	0.002842	0.00782861	30.60	27.54	852.3926	2230.826	6826.328	6826.32892		1.06118356	
	D-D	0	0.00130477	30.60	27.54	0	742.8044	2272.981	2272.9816		3.438472931	
	E-E	0.003087	0.00943943	30.60	27.54	784.7424	1975.415	6044.772	6044.77253		1.442390787	
	F-F	0.000372	0.00322165	30.60	27.54	6512.096	3746.137	11463.18	11463.1814		0.613522384	
	G-G	0.003023	0.00652384	30.60	27.54	801.3562	4047.600	12385.65	12385.6566		0.578599438	
	H-H	0.001580	0.00805412	30.60	27.54	1533.227	1958.811	5993.963	5993.96311		1.303838277	
	I-I	0	0.00161082	30.60	27.54	0	1036.756	3172.476	3172.47621		2.387176781	
	G-G	0.002012	0.00805412	30.60	27.54	1204.025	2556.379	7822.522	7822.52261		1.119204764	
	K-K	0.002012	0.00805412	30.60	27.54	1204.025	1529.753	4681.045	4681.04517		1.597820127	
	L-L	0.000804	0.00483247	30.60	27.54	3013.059	2759.999	8445.598	8445.5984		0.888975566	
	M-M	0.000804	0.00483247	30.60	27.54	3013.059	3664.516	11213.42	11213.4204		0.658600849	
	04	A-A	0.000814	0.0039143	33.66	30.60	3289.312	2225.104	6808.819		6808.81979	
B-B		0.000814	0.0039143	33.66	30.60	3289.312	3869.760	11841.46	11841.4672	0.56962347		
C-C		0.002842	0.00782861	33.66	30.60	942.1182	2463.984	7539.791	7539.79123	0.892479678		
D-D		0	0.00130477	33.66	30.60	0	819.3280	2507.143	2507.14387	2.925790361		
E-E		0.003087	0.00943943	33.66	30.60	867.3469	2175.022	6655.569	6655.56908	1.250533515		
F-F		0.000372	0.00322165	33.66	30.60	7197.580	4139.953	12668.25	12668.2587	0.513784524		
G-G		0.003023	0.00652384	33.66	30.60	885.7095	4471.606	13683.11	13683.1151	0.485849346		
H-H		0.001580	0.00805412	33.66	30.60	1694.620	2160.836	6612.160	6612.16003	1.109423882		
I-I		0	0.00161082	33.66	30.60	0	1144.467	3502.071	3502.07139	2.021183095		
G-G		0.002012	0.00805412	33.66	30.60	1330.765	2815.186	8614.471	8614.47124	0.971068899		
K-K		0.002012	0.00805412	33.66	30.60	1330.765	1689.066	5168.542	5168.54243	1.350259161		
L-L		0.000804	0.00483247	33.66	30.60	3330.223	3047.097	9324.117	9324.11751	0.751677113		
M-M		0.000804	0.00483247	33.66	30.60	3330.223	4046.826	12383.28	12383.2882	0.555490723		
		A-A	0.000814	0.00585605	36.72	33.66	3602.579	2233.137	6833.401	6833.40196		0.841828273

Chapitre 4.....Etude du contreventement

03	B-B	0.000814	0.00585605	36.72	33.66	3602.579	4034.427	12345.34	12345.3478	28331.1012	0.465390	11.95785341
	C-C	0.002842	0.0117121	36.72	33.66	1031.843	2576.320	7883.539	7883.53931		0.72883	
	D-D	0	0.00195202	36.72	33.66	0	775.0305	2371.593	2371.59344		2.431801	
	E-E	0.003087	0.01407403	36.72	33.66	949.9514	1770.520	5417.793	5417.79392		1.07040892	
	F-F	0.000372	0.00472388	36.72	33.66	7883.064	4494.888	13754.35	13754.3579		0.416926606	
	G-G	0.003023	0.00976008	36.72	33.66	970.0628	4740.085	14504.66	14504.6614		0.395835696	
	H-H	0.001607	0.0118097	36.72	33.66	1824.828	2045.217	6258.367	6258.36706		0.922117858	
	I-I	0	0.00236194	36.72	33.66	0	1129.835	3457.297	3457.29734		1.667354	
	G-G	0.002046	0.0118097	36.72	33.66	1433.284	2284.248	6989.801	6989.8016		0.832259828	
	K-K	0.002046	0.0118097	36.72	33.66	1433.284	1694.552	5185.329	5185.32992		1.110665856	
	L-L	0.000814	0.00708582	36.72	33.66	3602.579	3040.468	9303.832	9303.83215		0.618834066	
	M-M	0.000814	0.00708582	36.72	33.66	3602.579	4125.115	12622.85	12622.8535		0.455599383	
02	A-A	0.000814	0.00585605	39.78	36.72	3915.847	2425.759	7422.823	7422.82334	17400.69	0.648774729	9.221282389
	B-B	0.000814	0.00585605	39.78	36.72	3915.847	4383.682	13414.06	13414.0693		0.358550586	
	C-C	0.002842	0.0117121	39.78	36.72	1121.569	2799.409	8566.192	8566.19294		0.561521812	
	D-D	0	0.00195202	39.78	36.72	0	841.4859	2574.947	2574.94703		1.875345602	
	E-E	0.003087	0.01407403	39.78	36.72	1032.555	1919.784	5874.541	5874.54145		0.8266457	
	F-F	0.000372	0.00472388	39.78	36.72	8568.548	4885.463	14949.51	14949.519		0.321058424	
	G-G	0.003023	0.00976008	39.78	36.72	1054.416	5151.130	15762.46	15762.4604		0.304910335	
	H-H	0.001607	0.0118097	39.78	36.72	1983.509	2220.716	6795.391	6795.3914		0.711231423	
	I-I	0	0.00236194	39.78	36.72	0	1227.294	3755.521	3755.52182		1.285668116	
	G-G	0.002046	0.0118097	39.78	36.72	1557.917	2477.199	7580.229	7580.22985		0.643246119	
	K-K	0.002046	0.0118097	39.78	36.72	1557.917	1840.957	5633.330	5633.33031		0.856211688	
	L-L	0.000814	0.00708582	39.78	36.72	3915.847	3302.963	10107.06	10107.0675		0.477024164	
M-M	0.000814	0.00708582	39.78	36.72	3915.847	4481.928	13714.70	13714.7004	0.351093691			
01	A-A	0.000814	0.00585605	42.84	39.78	4229.115	2618.380	8012.244	8012.24472	8864.33285	0.456970845	6.501888856
	B-B	0.000814	0.00585605	42.84	39.78	4229.115	4732.938	14482.79	14482.7907		0.252425913	
	C-C	0.002842	0.0117121	42.84	39.78	1211.294	3022.498	9248.845	9248.84503		0.39533635	
	D-D	0	0.00195202	42.84	39.78	0	907.9408	2778.299	2778.29908		1.322302411	
	E-E	0.003087	0.01407403	42.84	39.78	1115.160	2069.049	6331.291	6331.29112		0.584132304	
	F-F	0.000372	0.00472388	42.84	39.78	9254.032	5276.039	16144.68	16144.6822		0.225852233	
	G-G	0.003023	0.00976008	42.84	39.78	1138.769	5562.176	17020.25	17020.2591		0.21460283	

	H-H	0.001607	0.0118097	42.84	39.78	2142.190	2396.214	7332.415	7332.41543	3881.60755	0.501654653	4.862716743
	I-I	0	0.00236194	42.84	39.78	0	1324.753	4053.746	4053.74629		0.906481557	
	G-G	0.002046	0.0118097	42.84	39.78	1682.551	2670.150	8170.659	8170.65962		0.455254901	
	K-K	0.002046	0.0118097	42.84	39.78	1682.551	1987.363	6081.333	6081.33375		0.603444707	
	L-L	0.000814	0.00708582	42.84	39.78	4229.115	3565.458	10910.30	10910.3044		0.336145564	
	M-M	0.000814	0.00708582	42.84	39.78	4229.115	4838.740	14806.54	14806.5473		0.247284586	
RDC	A-A	0.000825	0.00627041	46.92	42.84	4533.333	2790.632	11385.78	11385.7824	0.340917068		
	B-B	0.000825	0.00627041	46.92	42.84	4533.333	5057.299	20633.78	20633.7817	0.188119057		
	C-C	0.002887	0.01254083	46.92	42.84	1295.462	3228.777	13173.41	13173.411	0.294654707		
	D-D	0	0.00209014	46.92	42.84	0	962.1106	3925.411	3925.41164	0.988840894		
	E-E	0.003139	0.01502827	46.92	42.84	1191.462	2167.628	8843.923	8843.9231	0.438901097		
	F-F	0.000376	0.00497487	46.92	42.84	9946.808	5662.669	23103.69	23103.6915	0.16800811		
	G-G	0.003092	0.01045069	46.92	42.84	1209.573	5952.328	24285.50	24285.5002	0.159832308		
	H-H	0.001636	0.01243719	46.92	42.84	2286.063	2533.768	10337.77	10337.7742	0.375478074		
	I-I	0	0.00248744	46.92	42.84	0	1403.207	5725.087	5725.08791	0.677999641		
	G-G	0.002080	0.01243719	46.92	42.84	1798.076	2769.726	11300.48	11300.4824	0.343490428		
	K-K	0.002080	0.01243719	46.92	42.84	1798.076	2109.857	8608.218	8608.21899	0.450918773		
	L-L	0.000825	0.00746231	46.92	42.84	4533.333	3789.268	15460.21	15460.2142	0.251070748		
	M-M	0.000825	0.00746231	46.92	42.84	4533.333	5156.896	21040.13	21040.1385	0.184485836		

Les inerties fictives des portiques par niveau :

Niveau	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	Σ
Sens Y-Y	4.86	6.5	09.22	11.96	14.42	16.97	19.66	22.11	24.13	27.91	30.70	34.05	37.93	42.14	47.36	349.95
Sens X-X	5.63	7.54	10.70	13.88	16.92	20.06	23.34	26.57	29.01	33.98	37.92	42.43	47.56	53.31	60.21	429.11

	Inertie moyenne des portiques	Inertie des voiles	Inertie totale	% voiles	% portique
Sens Y-Y	23.33	26.19	49.52	53	47
Sens X-X	28.60	26.19	54.19	48	52

7- Comparaison des inerties des voiles à celles des portiques :

a) **Sens longitudinal :**

Inertie totale (voiles + portiques)	50.28
Inertie moyenne des portiques	23.33
Inertie des voiles	26.95

b) **Sens transversal :**

Inertie totale (voiles + portiques)	55.55
Inertie moyenne des portiques	28.60
Inertie des voiles	26.95

8- Calcul des charges verticales

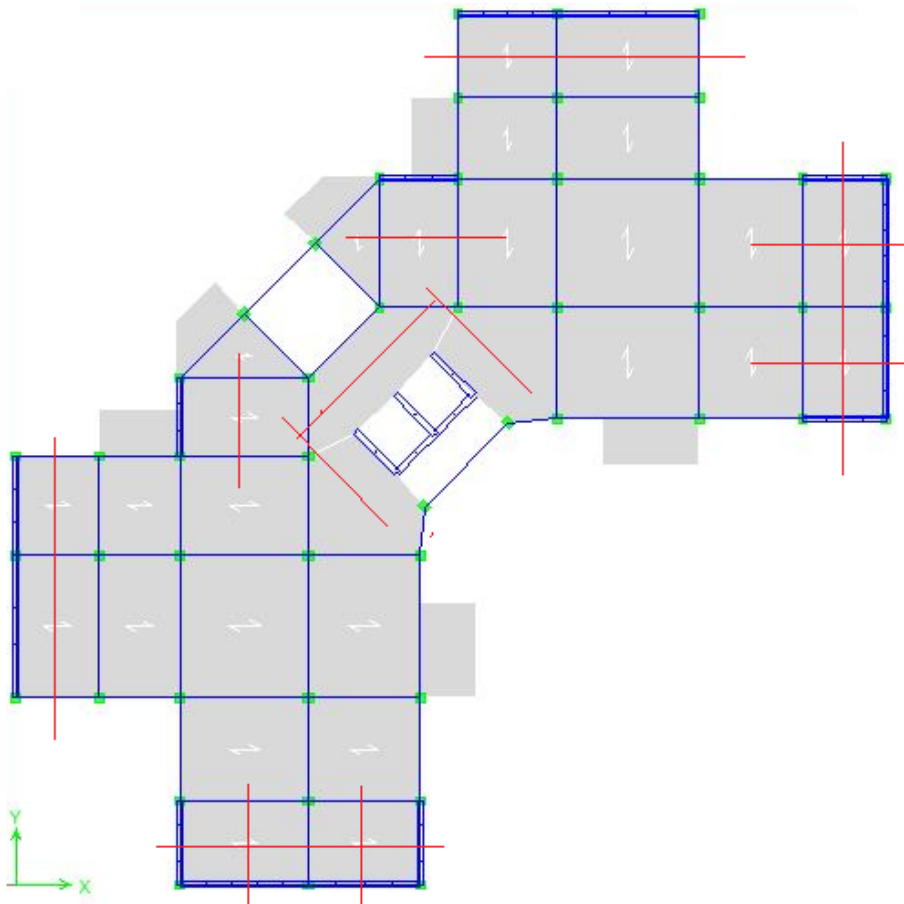


Figure : charges reprise par chaque voile

	S (m ²)	V (m ³)	G(KN/m ²)	Poids volumique (KN/m ³)	W _G (KN)
Voiles (sous dalle a corps creux	83.99	/	5.36	/	450.1864
Voiles (sous dalle pleine)	/	3.993	/	25	99.825
plancher a corps creux	393.57	/	5.36	/	2109.55
dalle pleine	/	8.98	/	25	224.5
Poutres	270.7	28.275	/	25	706.88

W _G revenant aux voiles	W _G du plancher	W _Q revenant aux voiles	W _Q du plancher	W _i = W _G +0.2W _Q Revenant aux voiles	W _i = W _G +0.2W _Q Pour plancher
550	3040.99	155.9325	657.708	581.19	3172.53

Poids du plancher = 3172.53 KN

Poids revenant au voiles =581.19 KN

9- Pourcentage des charges verticales revenant :

- a- Aux voiles 18%
- b- Aux portiques 82%

10- Conclusion :

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leur interaction à tous les niveaux.

Donc : on a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

5.1 Introduction

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

2- Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit en suite dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

ETABS (Extended Tridimensionnel Analysis of Building Structures) est l'un de ces logiciels de calcul et de conception il est conçu pour le calcul des bâtiments grâce à une interface graphique. Il permet de créer des structures, dimensionner des éléments, et d'analyser les résultats obtenus. Ce logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statistiques et dynamiques, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...

Pour rappel ETABS est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis (MEF), il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse et comprenne le processus de la phase de résolution, cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calculs

3- Calcul des efforts internes

On peut déterminer les efforts internes dans une structure quelconque, sous l'effet des charges verticales (permanents, d'exploitations) représentées comme respectivement G et Q. Et sous les charges horizontales séismes ; grâce au logiciel **ETABS**. Ce qui nous conduit à l'étude dynamique des structures.

4- Méthodes de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend du type de la structure et ces dimensions ; il se fait à l'aide des trois méthodes suivantes :

- 1) La méthode statique équivalente (**RPA99ver2003 /Art 4.1.2**)
- 2) La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.1- Méthodes dynamiques

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- b) la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats les critères de sécurité à satisfaire.

Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.2-Méthode statique équivalente**Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

4.2.1- Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre (3 du RPA, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et a 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les contions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : -tous groupes

Zone II :- groupe d'usage 3

-groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m

-groupe d'usage 1B,si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

-groupe d'usage 1A,si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

Zone III :-groupes d'usage 3 et 2 ,si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

-groupe d'usage 1B,si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

-groupe d'usage 1A,si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

4.2.2 Présentation de l'ouvrage relativement à l'étude dynamique

- Notre ouvrage est classé selon le règlement parasismique algérien dans une zone de moyenne sismicité **IIa**
- La catégorie de sol est de S_3 (sol meuble).
- La structure est classée en groupe d'usage **1B** (RPA2003/ Art 3.2)..... [2]
notre bâtiments est à usage d'habitation collective et ça hauteur dépasse 48m
- Notre bâtiment fait une hauteur de 51m

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant la condition de hauteur $h=51\text{ m} < 60\text{m}$ (en zone II), mais ne satisfait pas les conditions complémentaires exigée par le RPA.

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

5- Modélisation de la structure

-L'étude dynamique de notre structure est faite à l'aide du logiciel **ETABS** en consideron : 16niveaux (Sous -sol +RDC +14étages courants) encastrée à la base et realiser sur un modèle tridimensionnel.

6- Etapas de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile)
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
- Affectation des charges revenant aux éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions..
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

7.1- Démarrage du logiciel :



Page d'accueil du logiciel ETABS

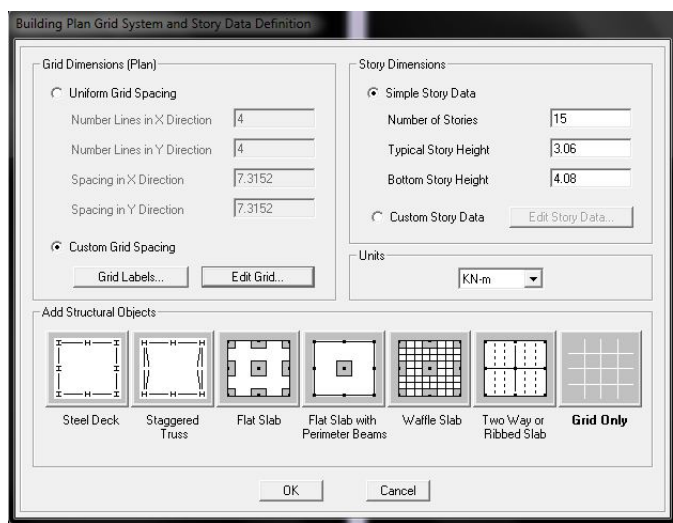
7.2- Introduction de la géométrie de la construction
Lignes de construction

1 - Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes.



Dans notre cas vue la complexité de l'aspect architecturale de notre structure, réaliser des lignes de construction en introduisant des coordonnées cartésiennes sera un travail fastidieux, alors on a opté pour l'import d'un fichier DXF.

2-Choix des unités :

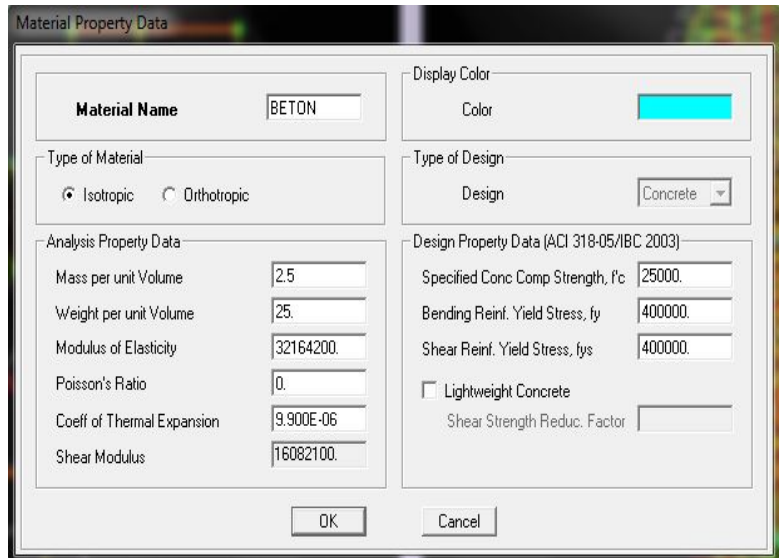
Au bas de l'écran, on sélectionne **Kn .m** comme unités de base pour les forces et les déplacements.



7.3- Configuration des caractéristiques des matériaux :

Dans le menu « Define »  on choisit « Material properties »  pour définir les différents paramètres des matériaux tels que le béton et l'acier.


- Material Name: Beton
- Mass per unit volume: 2.5 kn/m³
- Weight per unit volume: 25 kn/m³
- Modulus of Elasticity: 32164200 kn/m²
- Specified concrete comp :25000 kn/m²
- Bending Reinf,Yield stress:400000 kn/m²
- Shear reinf,tield stress:400000 kn/m²



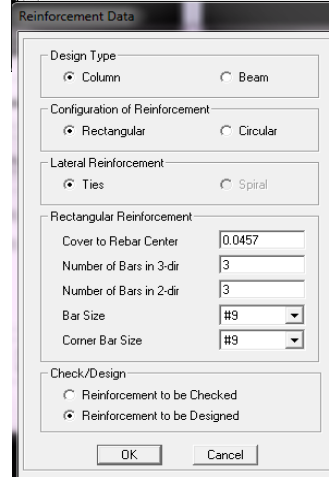
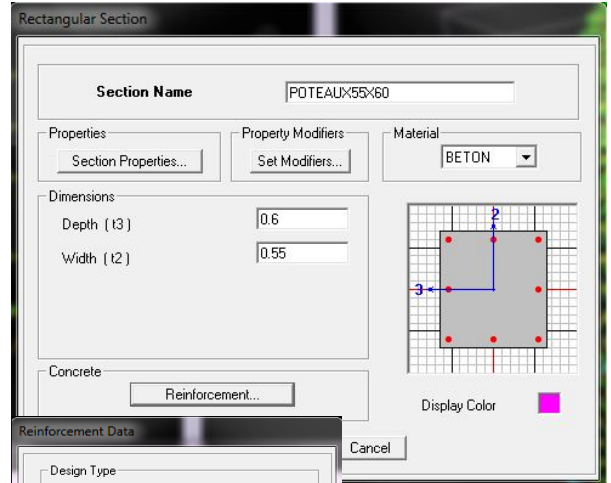
7.4- Introduction des profiler:

a) Profilés des barres

Cette étape permet de définir les différentes sections des poteaux et des poutres.

On clique sur le menu déroulant « Define » puis on clique sur « Frames Section »  après on sélectionne « add rectangular »

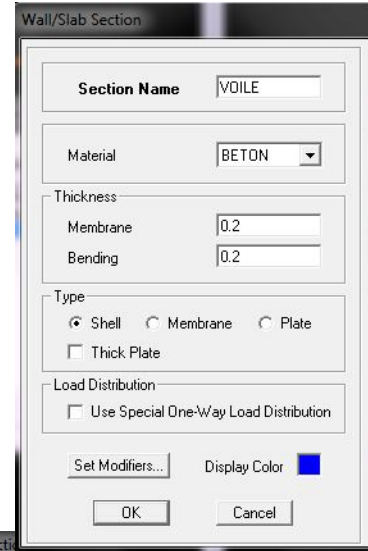
puis on entre les différentes dimension des poutres et des poteaux la hauteur « Depth » et la largeur « width » puis en on clic sur « Reinforcement » sélection le type du profilé « column » pour les poteaux et « Beam » pour les poutres



b- Introductions des voiles et des dalles :

b.1-modelisation des voiles :

On ouvre le menu « **Define** » puis on clic « **Wall/slab** » puis « **add new wall** » après on choisit le matériau du voile dans ce cas béton et son épaisseur 0.2m ,et on coche la case « **shell** »

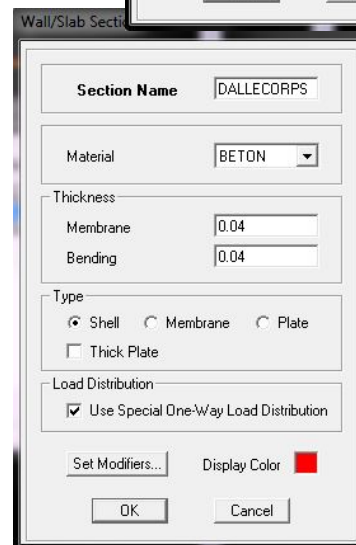


b.2-plancher a corps creux :

On suit les mêmes étapes que précédemment puis on clic sur « **Add new slab** »

- section name :Dalle corps creux
- Material :Béton
- Type :Shell

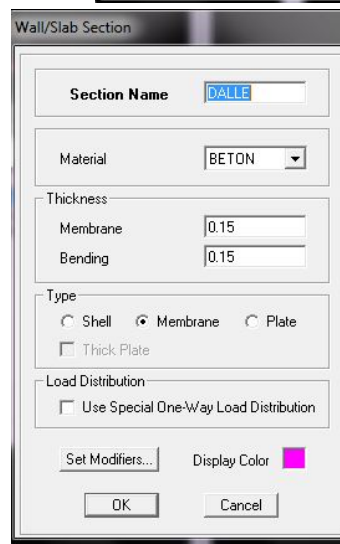
-√ Use Special One-Way load distribution (pour avoir une distribution des charges suivant le sens des poutrelles)



b.3-Dalles plein :

On suit les mêmes étapes que précédemment puis on clic sur « **Add new slab** »

- section name :Dalle pleine
- Material :Béton
- Type :Membrane



7.5- Définition des charges G et surcharge Q:

La structure est soumise a des charges permanentes G, et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur « **Define** » puis sur « **Static load cases** »



Charges permanentes

Load Name : G

Type : DEAD

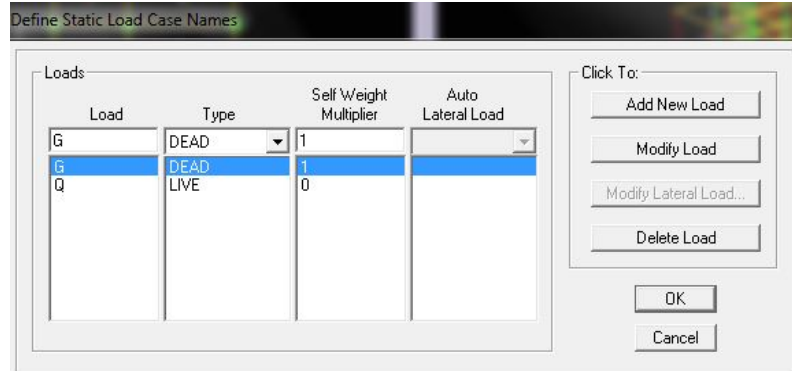
Self weight multiplier : 1

Surcharge d'exploitation:

Load Name: Q

Type: LIVE

Self weight multiplier : 0



Remarque:

En introduisant la valeur 1 le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanente G.

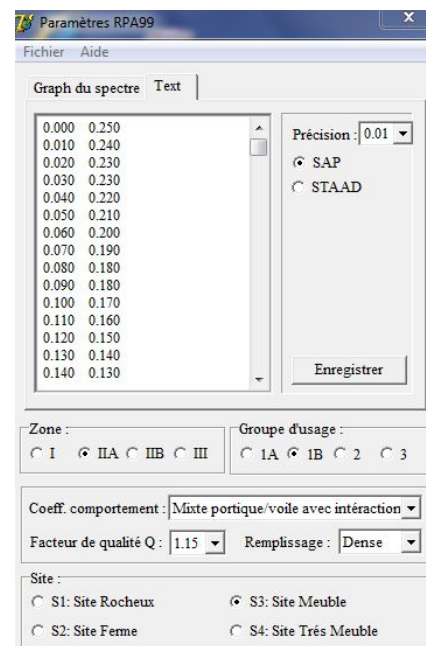
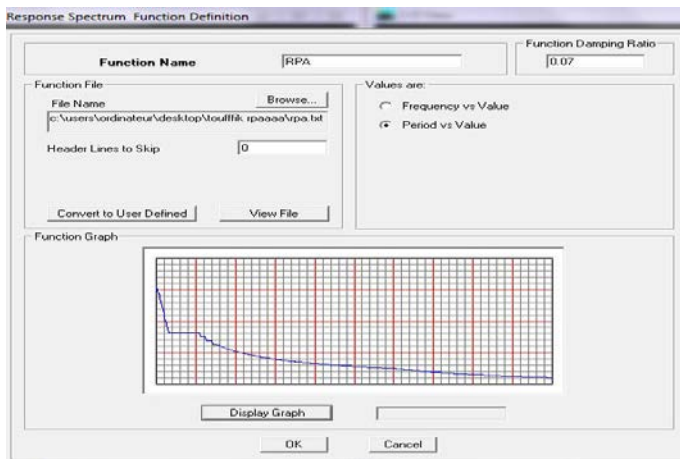
7.6- Introduction des charges dynamiques :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse

- Zone : II_a
- Groupe d'usage : 1B
- Coeff comportement : Mixte portique voile avec interaction
- Remplissage : Dense
- Site : S₃
- Facteur de qualité : 1.15 (détaille voir chapitre6)

7.6.1-Introduction du spectre dans le logiciel ETABS :

Pour introduire le spectre en ouvre le menue « **Define** » puis « **Response Spectrum function** » « **Spectrum from file** »



7.7- Définition du chargement E:

Pour définir le chargement E (séisme) dans les deux directions orthogonales et suivant la 45° on ouvre le menu « **Define** » puis « **Response spectrum cases** » « **add new spectrum** »

Selon le sens X:

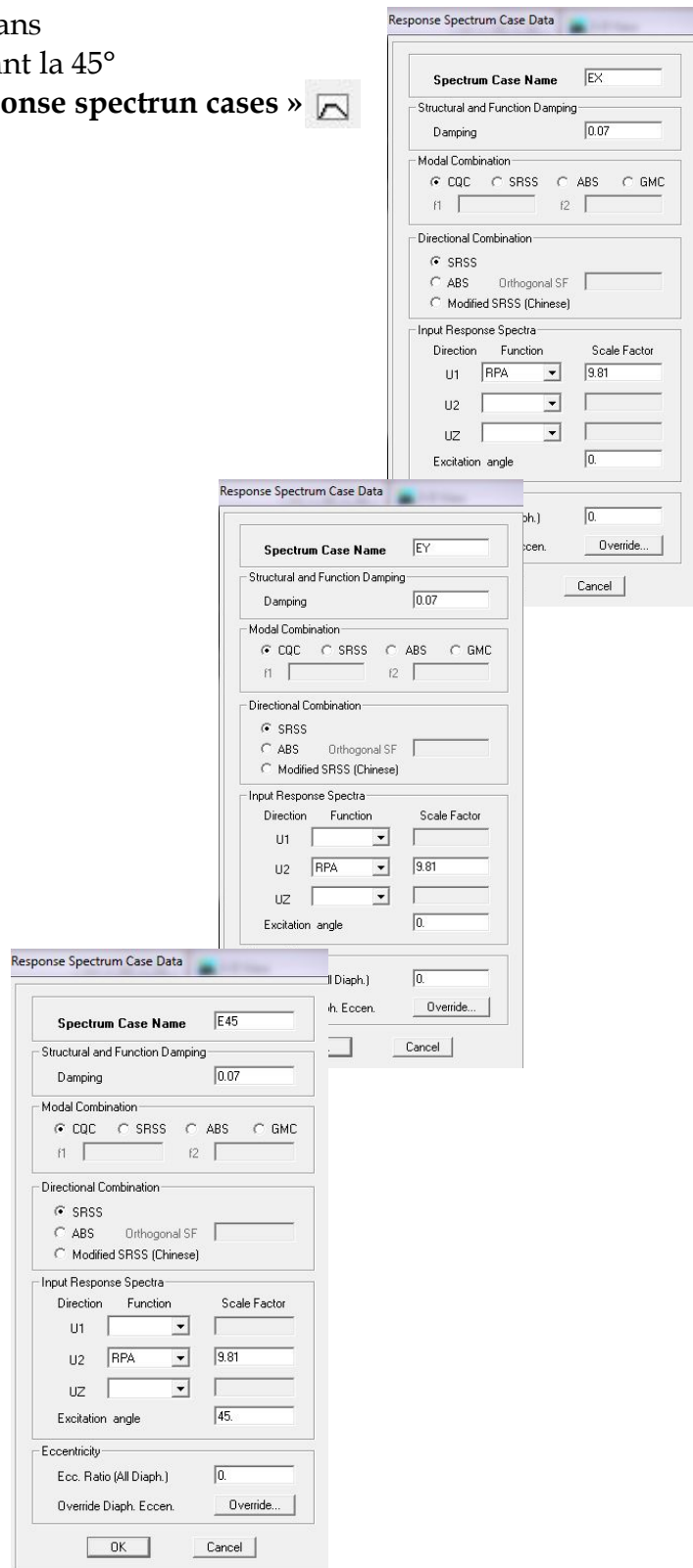
- Spectrum case name: Ex
- Damping: 0.085
- Direction:U₁
 Function: RPA
 Scale factor : 9.81
- Excitation angle: 0

Selon le sens Y :


- Spectrum case name: Ey
- Damping: 0.085
- Direction:U₂
 Function: RPA
 Scale factor : 9.81
- Excitation angle: 0

Selon le sens 45°:

- Spectrum case name: E45
- Damping: 0.085
- Direction:U₂
 Function: RPA
 Scale factor : 9.81
- Excitation angle: 45°



7.8- Introduction des combinaisons d’actions :

Pour introduire les combinaisons d’action on clique sur « **Define** » puis « **load combinaison** »  add new comb

a) Combinaison aux états limite ultime

ELU : 1.35G +1.5Q

ELS : G + Q

b) Combinaison accidentelle du PRA

G+Q ± E_x

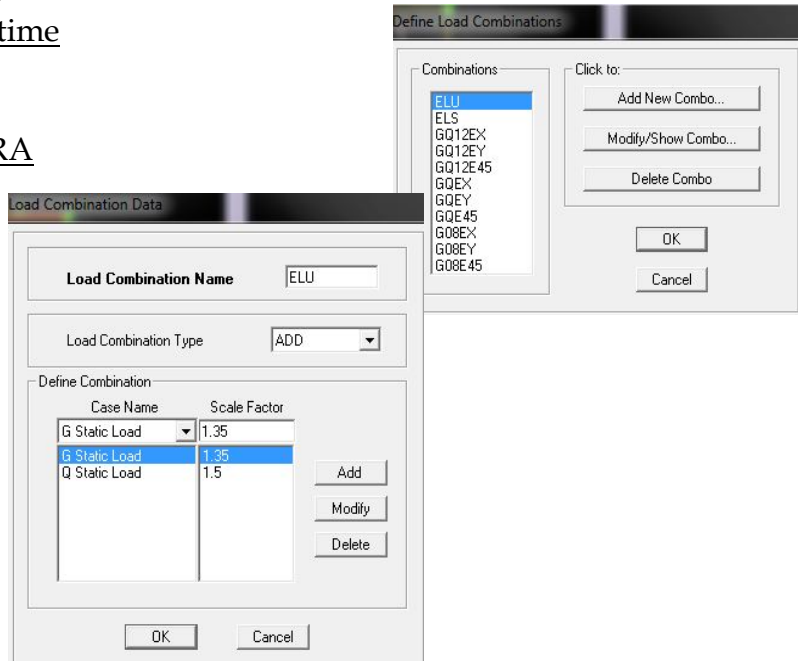
G+Q ± E_y

G+Q ± E₄₅


0.8G ± E_x

0.8G ± E_y

0.8G ± E₄₅



7.9- Affectation des charges revenant aux éléments :

On sélectionne tous les éléments surfaciques, puis on clique sur « **Assign** » puis « **Areas Loads** »  **uniform**

a) Plancher du RDC :

G= 4.36 kn.m²

Q= 2.5 kn.m²

b) Plancher étage courant :

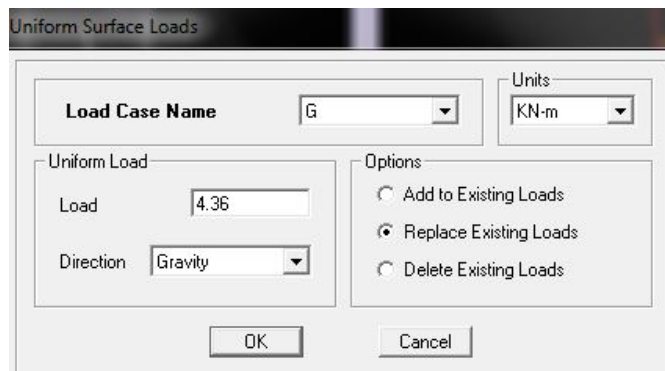
G= 4.36 kn.m²

Q= 1.5 kn.m²

c) Plancher terrasse :

G= 4.16 kn.m²

Q= 1.0 kn.m²



7.8- Affectation des masses sismique et inertie massique :

W est égale à la somme des poids W_i, calculés a chaque niveau.

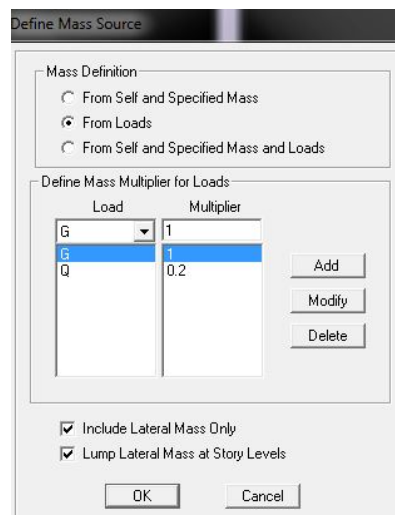
$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et a celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d’exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation.

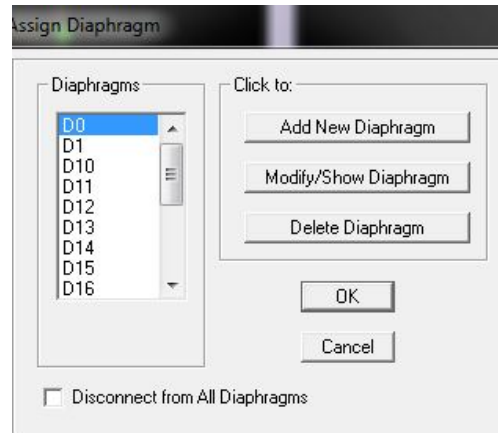
β= 0.2 (bâtiments d’habitions, bureaux



7.9- Diaphragme :


Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme.

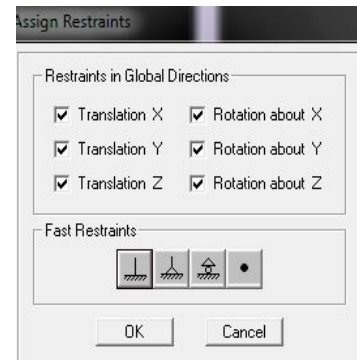
« Assign » « Shell/Area » « Diaphragm » 




7.10- Appuis :

Les poteaux et les voiles sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur

« Assign » « joint » « Restraints » 



7.11- Découpage des voiles en bande de largeur

Pour décomposer notre voile en bande de largeur on sélectionne tous les voiles qui se trouvent sur la même élévation puis on clique sur « Edit » « mesh area » 

7.12- Appellation des éléments :

a) Voiles et poteaux :

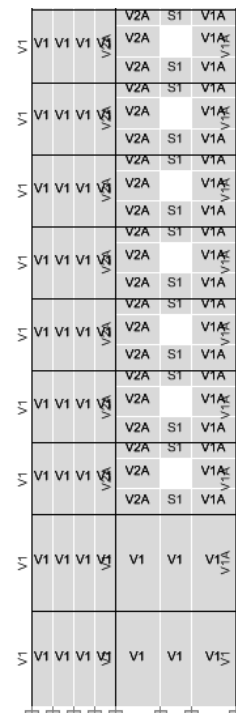
On sélectionne les voiles puis on clique sur « assign » « shell/area » « Pier label »  et on lui affecte un nom V1

Après on sélectionne les poteaux et les poutres qui sont accolés à ce voile puis on clique sur « assign » « Frame ligne » « pier label » et on leur affecte le même nom V1

b) Linteaux et trumeaux :

Pour les trumeaux c'est les mêmes étapes que précédemment on leur affecte juste un nouveau nom.

On sélectionne tous les linteaux puis on clique « assign » « shell/area » « spandrel label »  puis on leur affecte un nom S1



7.13- Vérification des erreurs dans la structure

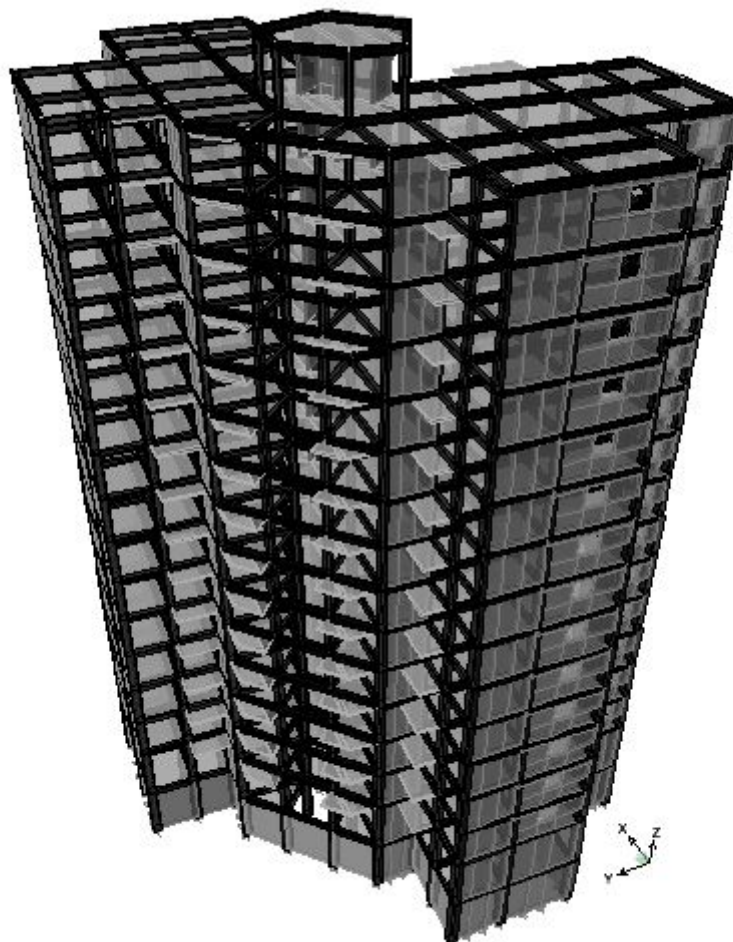
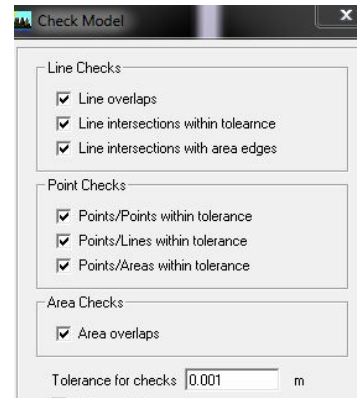
Pour détecter les erreurs commise lors de la modélisation.

« Analyse » « Check Model »

7.14- Lancer l'analyse :

Après avoir vérifié notre structure et corrigé toute les erreurs on lance l'analyse

« Analyse » « Run Analyse F5 »



Vue en 3D de la structure

1- Introduction

- Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que 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

2- Caractéristique de la structure

✓ Evaluation du poids de la poutre

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation, bureautique est commerciale ou assimilés. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanent et 20% des charges d'exploitations ; RPA 4.5 2003..... [1]

3- Vérification de l'effort tranchant à la base

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- $A = 0.20$ (groupe 1B, zone IIa)
- $R = 5$ (structure mixte avec interaction).
- $W = 86574.19 \text{ kn}$ (poids total de la structure).
- $D =$ (facteur d'amplification dynamique)

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

➤ Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$A = 0.20$ (groupe d'usage 1B, zone IIa)..... [1]

➤ Coefficient de comportement global de la structure (R)

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003)..... [1] en système de contreventement mixte (portiques/voiles avec interaction),

dans notre cas : $R=5$

➤ **Facteur d'amplification moyen D**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(T_2/T \right)^2 & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta \left(T_2/3,0 \right)^2 \left(3,0/T \right)^5 & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)..... [1]

Site 3 —→ $T_2=0.5$ s (Site meuble).... [1]

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

ζ : pourcentage d'amortissements critique

$\zeta = 08.5$ %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 8.5)}} = 0.81 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

4- Facteur de qualité (Q)

4.1- Calcul de 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".

4.2- Régularité en plan

A1- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.....**Condition non vérifiée.**

A2-La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$$\frac{L_y}{L_x} = 0.88 \geq 0.25 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

A3- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considéré.**condition vérifiée.**

A4-Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plans

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

La structure est classé comme irrégulière en plan

4.3- Régularité en élévation

B1- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation.....**Condition vérifiée.**

B2- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.....**Condition vérifiée.**

B3- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension..... **Condition vérifiée.**

La structure est classée comme régulière en élévation

4.4- Conditions minimales sur les files de contreventement

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Condition non vérifiée dans sens xx (le 1^{er} portique contient 2 travées)

Condition non vérifiée dans le sens yy (le 1^{er} portique contient 2 travées)

4.5- Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant x-x **Condition non vérifiée**

Suivant y-y : **Condition non vérifiée.**

4.6- Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Sens x-x :

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 =1+0.15=1.15$$

Sens y-y :

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 =1+0.15=1.15$$

5- Poids total de la structure : (W = 86574.19 KN)

Sens x-x

$$T_x = \min(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}})$$

$C_T = 0.05$: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA2003..... [2]**

$h_n = 46.92 \text{ m}$: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$D_x = 31.20 \text{ m}$: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

Donc :

$$T_x = \min(0.05 \times 51^{3/4}; 0.09 \times \frac{46.92}{\sqrt{31.20}})$$

$$T_x = \min(0.95 \text{ s}; 0.82 \text{ s}) \quad \mathbf{T_x = 0.82 \text{ s}}$$

Donc :

$$D = \left\{ 2,5 \eta \left(T_2 / T_x \right)^2 \right. \quad \left. T_2 = 0.5 \leq T = 0.82 \leq 3,0 \text{ s} \right.$$

Avec : $\eta = 0.81$ **D = 1.45**

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W \quad V_x = \frac{0.20 \times 1.45 \times 1.15}{5} \times 86574.19 = 5774.49 \text{ Kn}$$

$$\mathbf{V_y = 5774.49.kn} \quad \mathbf{0.8V_y = 4619.59kn}$$

Sens y-y

$$T_y = \min(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}})$$

Avec : $C_T = 0.05$ $h_n = 46.92 \text{ m}$ $D_y = 31.20 \text{ m}$

Donc :

$$T_y = \min(0.05 \times 51^{3/4}; 0.09 \times \frac{46.92}{\sqrt{31.20}})$$

$$T_y = \min(0.95 \text{ s}; 0.82 \text{ s}) \quad \mathbf{T_y = 0.82 \text{ s}}$$

Donc:

$$D = \left\{ 2,5 \eta \left(T_2 / T_x \right)^2 \right. \quad T_2 = 0.5 \leq T = 0.82 \leq 3,0 s$$

Avec : $\eta = 0.81$ $D = 1.45$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W \quad V_y = \frac{0.20 \times 1.45 \times 1.15}{5} \times 86574.19 = 5774.49 \text{ Kn}$$

$V_y = 5774.49 \text{ kn}$ $0.8V_y = 4619.59 \text{ kn}$

❖ Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique

$V_x = 4941.62 \text{ kn}$
 $V_y = 4941.06 \text{ kn}$
 $V_{45} = 5025.84 \text{ kn}$

Vérification de l'effort tranchant

$V_{x \text{ dyn}} = 4941.62 \text{ kn} > 80\% \quad V_x = 4619.59 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
 $V_{y \text{ dyn}} = 4941.06 \text{ kn} > 80\% \quad V_x = 4619.59 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

6-Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

7- Vérification de l'effet de la torsion d'axe : (Art 4-2-7 RPA)

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- a) 5% de la plus grande dimension du bâtiment a ce niveau cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)
- b) Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle :

$$e_x = 0.05 \times 31.20 = 1.56 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 \times 31.20 = 1.56 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$E_x = CM_x - CR_x$$

$$E_y = CM_y - CR_y$$

niveau	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité à retenir	
	XG (m)	YG (m)	XCR (m)	YCR (m)	E _x (m)	E _y (m)	e _x	e _y	e _x	e _y
RDC	14.969	16.267	13.945	17.251	1.024	-0.984	1.56	1.56	1.56	1.56
1	14.926	16.292	14.689	16.508	0.237	-0.216			1.56	1.56
2	14.875	16.294	15.876	15.319	-1.001	0.975			1.56	1.56
3	14.875	16.294	16.701	14.492	-1.826	1.802			-1.826	1.802
4	14.871	16.275	17.228	13.966	-2.357	2.309			-2.357	2.309
5	14.848	16.267	17.549	13.645	-2.701	2.622			-2.701	2.622
6	14.848	16.267	17.733	13.461	-2.885	2.806			-2.885	2.806
7	14.853	16.272	17.831	13.363	-2.978	2.909			-2.978	2.909
8	14.868	16.284	17.875	13.318	-3.007	2.966			-3.007	2.966
9	14.868	16.284	17.884	13.309	-3.016	2.975			-3.016	2.975
10	14.869	16.271	17.876	13.318	-3.007	2.953			-3.007	2.953
11	14.868	16.259	17.861	13.333	-2.993	2.926			-2.993	2.926
12	14.868	16.259	17.845	13.349	-2.977	2.91			-2.977	2.91
13	14.894	16.271	17.834	13.36	-2.94	2.911			-2.94	2.911
14	14.92	16.284	17.835	13.358	-2.915	2.926	-2.915	2.926		

8- Vérification des déplacements

- **Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)..... [2]**

- Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure

est calculé comme suit : $\delta_k = R \delta_{ek}$ et $\delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement

- Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau « k+1» est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- **Justification vis-à-vis des déformations**

D’après le RPA Art 5-10...[1], les déplacements latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage.

$$\overline{\Delta_k} = \Delta_k \leq 0.01 h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants

Sens x-x

niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% \times h (m)	Obs
14	0.0326	5	0.163	0.013	0.036	Observer
13	0.03	5	0.15	0.013	0.036	Observer
12	0.0274	5	0.137	0.0135	0.036	Observer
11	0.0247	5	0.1235	0.013	0.036	Observer
10	0.0221	5	0.1105	0.013	0.036	Observer
9	0.0195	5	0.0975	0.013	0.036	Observer
8	0.0169	5	0.0845	0.0125	0.036	Observer
7	0.0144	5	0.072	0.0125	0.036	Observer
6	0.0119	5	0.0595	0.0115	0.036	Observer
5	0.0096	5	0.048	0.0105	0.036	Observer
4	0.0075	5	0.0375	0.01	0.036	Observer
3	0.0055	5	0.0275	0.0085	0.036	Observer
2	0.0038	5	0.019	0.0075	0.036	Observer
1	0.0023	5	0.0115	0.0055	0.036	Observer
RDC	0.0012	5	0.006	0.005	0.048	Observer

Sens y-y:

niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% \times h (m)	Obs
14	0.0326	5	0.163	0.013	0.036	Observer
13	0.03	5	0.15	0.013	0.036	Observer
12	0.0274	5	0.137	0.0135	0.036	Observer
11	0.0247	5	0.1235	0.013	0.036	Observer
10	0.0221	5	0.1105	0.013	0.036	Observer
9	0.0195	5	0.0975	0.013	0.036	Observer
8	0.0169	5	0.0845	0.0125	0.036	Observer
7	0.0144	5	0.072	0.0125	0.036	Observer
6	0.0119	5	0.0595	0.011	0.036	Observer
5	0.0097	5	0.0485	0.011	0.036	Observer
4	0.0075	5	0.0375	0.01	0.036	Observer
3	0.0055	5	0.0275	0.0085	0.036	Observer
2	0.0038	5	0.019	0.0075	0.036	Observer
1	0.0023	5	0.0115	0.0055	0.036	Observer
RDC	0.0012	5	0.006	0.005	0.048	Observer

Sens 45°

niveau	δ_{ek} (m) selon xx	δ_{ek} (m) selon yy	R	δ_{kx} (m) selon xx	δ_{ky} (m) selon yy	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	1% \times h (m)	Obs
14	0.0237	0.0237	5	0.1185	0.1185	0.0095	0.0095	0.036	Observer
13	0.0218	0.0218	5	0.109	0.109	0.0095	0.0095	0.036	Observer
12	0.0199	0.0199	5	0.0995	0.0995	0.0095	0.0095	0.036	Observer
11	0.018	0.018	5	0.09	0.09	0.0095	0.0095	0.036	Observer
10	0.0161	0.0161	5	0.0805	0.0805	0.0095	0.0095	0.036	Observer
9	0.0142	0.0142	5	0.071	0.071	0.0095	0.0095	0.036	Observer
8	0.0123	0.0123	5	0.0615	0.0615	0.0095	0.0095	0.036	Observer
7	0.0104	0.0104	5	0.052	0.052	0.0085	0.0085	0.036	Observer
6	0.0087	0.0087	5	0.0435	0.0435	0.0085	0.0085	0.036	Observer
5	0.007	0.007	5	0.035	0.035	0.0075	0.0075	0.036	Observer
4	0.0055	0.0055	5	0.0275	0.0275	0.0075	0.0075	0.036	Observer
3	0.004	0.004	5	0.02	0.02	0.006	0.006	0.036	Observer
2	0.0028	0.0028	5	0.014	0.014	0.0055	0.0055	0.036	Observer
1	0.0017	0.0017	5	0.0085	0.0085	0.004	0.004	0.036	Observer
RDC	0.0009	0.0009	5	0.0045	0.0045	0.0035	0.0035	0.048	Observer

9- Justification vis à vis des déformations

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Cette condition est vérifiée

10- Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau
 V_K : effort tranchant d'étage au niveau K
 h_K : hauteur de l'étage K
 P_K : poids total de la structure et d'exploitation au-dessus
 - niveau K

D'où : $\theta_K \leq 0.1 \Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé

Si non :

$0.1 \leq \theta_K \leq 0.2 \Rightarrow$ Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1 - \theta_K)$

$\theta_K \geq 0,2 \Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)

$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$								
Niveau	P(KN)	h _K	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _K (m)	V _K	θ _X	Δ _K (m)	V _K	θ _Y
14	405.88	3.06	0.013	69.87	0.024679	0.013	69.97	0.024644
13	5799.22	3.06	0.013	804.4	0.030628	0.013	804.07	0.030641
12	11302.37	3.06	0.0135	1487.94	0.033512	0.0135	1487.34	0.033525
11	16951.43	3.06	0.013	2000.93	0.035991	0.013	2000.38	0.036001
10	22600.39	3.06	0.013	2415.78	0.039745	0.013	2415.36	0.039752
9	28249.38	3.06	0.013	2775.78	0.043236	0.013	2775.45	0.043241
8	33472.44	3.06	0.0125	3081.09	0.044378	0.0125	3080.83	0.044382
7	38695.51	3.06	0.0125	3340.61	0.047318	0.0125	3340.37	0.047321
6	43918.51	3.06	0.0115	3580.55	0.046097	0.011	3580.31	0.0461
5	49879.70	3.06	0.0105	3828.49	0.044706	0.011	3828.27	0.044708
4	55840.83	3.06	0.01	4079.69	0.04473	0.01	4079.53	0.044732
3	61801.94	3.06	0.0085	4308.44	0.039846	0.0085	4308.35	0.039846
2	67492.56	3.06	0.0075	4515.11	0.036638	0.0075	4514.92	0.036639
1	73183.55	3.06	0.0055	4699.94	0.027987	0.0055	4699.63	0.027989
RDC	78874.54	4.08	0.005	4848.83	0.019935	0.005	4848.47	0.019936

Niveau	Sens 45°		Sens45° x-x			Sens45°y-y		
	P(KN)	h _K	Δ _K (m)	V _K	θ _X	Δ _K (m)	V _K	θ _Y
14	405.88	3.06	0.0095	50.1	0.025151	0.0095	50.09	0.025156
13	5799.22	3.06	0.0095	582.24	0.030922	0.0095	582.01	0.030934
12	11302.37	3.06	0.0095	1074.17	0.032666	0.0095	1073.89	0.032675
11	16951.43	3.06	0.0095	1442.43	0.036485	0.0095	1442.21	0.036491
10	22600.39	3.06	0.0095	1739.6	0.040334	0.0095	1739.42	0.040338
9	28249.38	3.06	0.0095	1997.12	0.043914	0.0095	1996.92	0.043919
8	33472.44	3.06	0.0095	2215.25	0.04691	0.0095	2215.04	0.046915
7	38695.51	3.06	0.0085	2400.58	0.044776	0.0085	2400.39	0.044779
6	43918.51	3.06	0.0085	2572.18	0.047429	0.0085	2572.01	0.047432
5	49879.70	3.06	0.0075	2750.01	0.044456	0.0075	2749.86	0.044458
4	55840.83	3.06	0.0075	2930.88	0.046698	0.0075	2930.73	0.0467
3	61801.94	3.06	0.006	3096.42	0.039136	0.006	3096.25	0.039138
2	67492.56	3.06	0.0055	3246.48	0.037367	0.0055	3246.28	0.037369
1	73183.55	3.06	0.004	3380.53	0.028299	0.004	3380.3	0.028301
RDC	78874.54	4.08	0.0035	3487.99	0.019399	0.0035	3487.74	0.0194

Les effets du second ordre peuvent être négligés

Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le nombre min de mode est de : $K \geq 3\sqrt{15} = 11.61$ donc **K=12 mode** $T_K = 0.058 \leq 0.20$ s

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le mode10

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ	Sens du mode
1	1.092449	31.4488	31.3585	0.0001	31.4488	31.3585	0.0001	Translation suiv x-x
2	1.076035	30.152	30.2407	2.2704	61.6008	61.5991	2.2704	Translation suiv y-y
3	0.622704	1.2208	1.2233	60.3833	62.8216	62.8225	62.6537	Rotation autour de Z
4	0.242529	9.2742	8.7404	0.719	72.0958	71.5628	63.3727	Translation suiv x-x
5	0.241832	9.5639	10.0923	0.0001	81.6598	81.6551	63.3729	Translation suiv y-y
6	0.136507	0.6443	0.6562	20.1796	82.3041	82.3113	83.5524	Rotation autour de Z
7	0.105602	3.3166	3.1641	0.0001	85.6207	85.4754	83.5526	Translation suiv x-x
8	0.104366	2.8185	2.9647	0.6719	88.4392	88.4401	84.2245	Translation suiv y-y
9	0.064801	1.1808	1.3204	0.2862	89.62	89.7605	84.5106	Rotation autour de Z
10	0.064361	1.8194	1.6681	0	91.4394	91.4286	84.5107	Translation suiv x-x
11	0.060247	0.0493	0.0443	5.7809	91.4886	91.4729	90.2916	Rotation autour de Z
12	0.058799	0.5579	0.5794	0.8961	92.0465	92.0523	91.1877	Translation suiv y-y

Conclusion : Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure

1) Introduction :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferrailages sont imposées par le BAEL 99, et le RPA 2003.

1.2- Combinaisons du BAEL99 :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

1.3- Combinaisons du RPA 2003 (Art 5.2)

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations, et des déformations de calcul sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

G: Charges permanentes

Q: Charges d'exploitation non pondérées

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales

1.4- Les portiques :

Les combinaisons de charges à prendre sont :

Elément	BAEL 91		RPA 99 ver 2003	
	ELU	ELS		
Poutres	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0.8G \pm E$
Poteaux	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0.8G \pm E$

1.5- Les voiles :

Les combinaisons de charges à considérer pour la détermination des sollicitations Et des déformations sont :

$G + Q \pm E$

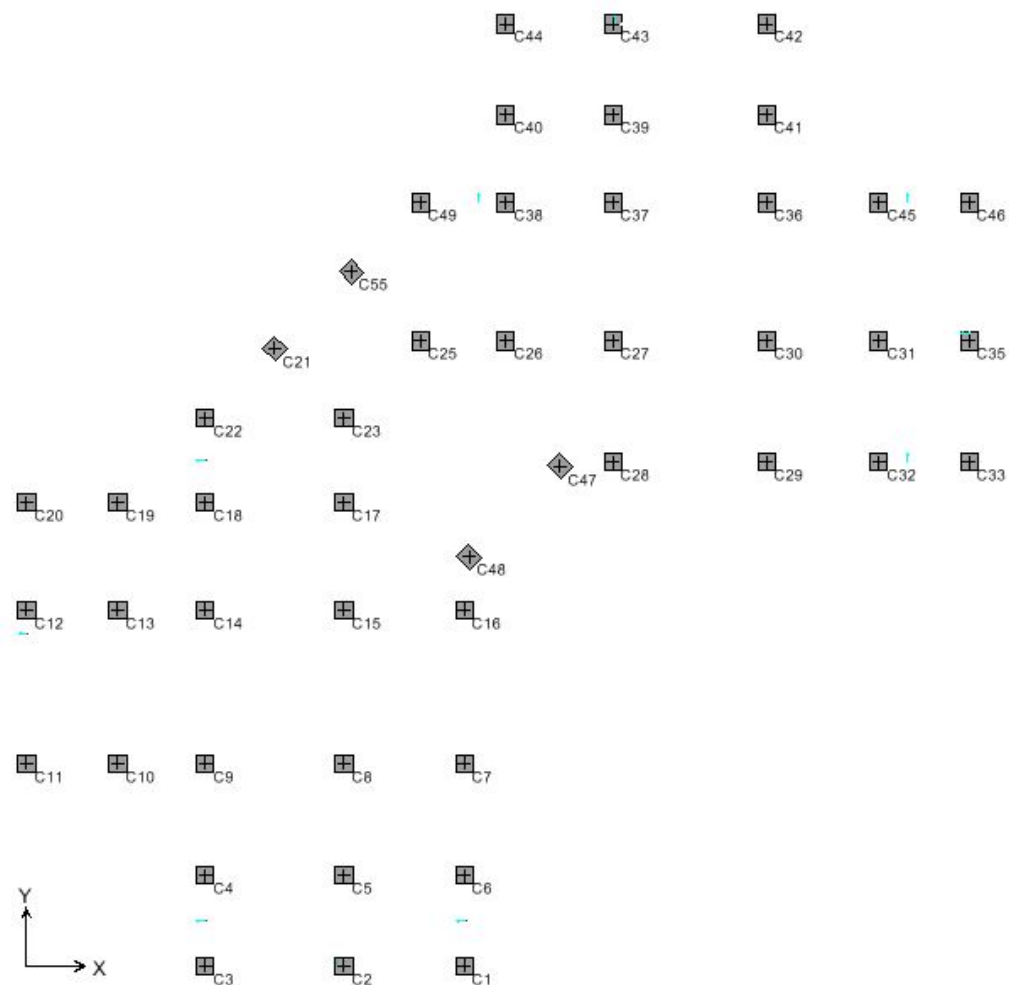
$0.8G \pm E$

ELU

ELS

2) Les efforts internes dans les éléments :

2-1) Les poteaux :



Les dispositions et les noms des poteaux selon le logiciel ETABS

Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d'action :

- N_{max} → M_2 et M_3
- N_{min} → M_2 et M_3
- M_{3max} → N et M_2
- M_{2max} → N et M_3

Poteaux (60x55):

Combin	sollicitation	Elémen	N (kn)	V _{Max} (kn)	M ₂ (kn.m)	M ₃ (kn.m)
ELU	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-3768.01	-17.81	0.284	-3.789
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C21	-623.38		-4.069	-10.984
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C36	-2621.34		20.568	25.14
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C49	-1148.72		41.423	6.194
ELS	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-2737.46	-12.99	0.185	-2.724
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C21	-455.11		-2.976	-8.003
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C36	-1905.14		14.922	18.227
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C49	-838.08		30.22	4.516
0.8G±E	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-2254.53	26.8	-0.046	-1.986
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C21	-395.23		-2.626	-6.807
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C36	-1575.73		12.105	14.676
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C49	-722.61		26.043	3.863
G+Q±E	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-2737.46	29.37	0.185	-2.724
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C21	-455.11		-2.976	-8.003
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C36	-1905.14		14.922	18.227
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C49	-838.08		30.22	4.516

Poteaux (55x50):

Combin	sollicitation	Elément	N (kn)	V _{Max} (kn)	M ₂ (kn.m)	M ₃ (kn.m)
ELU	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-3153.38	-28.87	0.01	-1.156
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C11	-620.61		-6.584	3.254
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C7	-2133.2		-11.76	-41.711
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C28	-1734.57		-30.387	-40.461
ELS	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-2291.81	-20.97	0.039	-0.893
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C11	-454.41		-4.735	2.385
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C7	-1553.53		-8.452	-30.291
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C28	-1264.69		-22.021	-29.324
0.8G±E	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-1895.59	53.36	0.326	-1.225
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C11	-406.7		-3.457	2.157
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C7	-1313.94		-6.125	-24.834
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C28	-1083.1		-17.631	-23.495
G+Q±E	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-2291.81	58.79	0.039	-0.893
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C11	-454.41		-4.735	2.385
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C7	-1553.53		-8.452	-30.291
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C28	-1264.69		-22.021	-29.324

Poteaux 45x50

Combin	sollicitation	Elément	N (kn)	V _{Max} (kn)	M ₂ (kn.m)	M ₃ (kn.m)
ELU	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-2387.71	39.31	-2.022	3.103
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C11	-377.67		-9.186	1.617
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-1174.51		-3.561	57.197
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-1179.42		35.886	-10.395
ELS	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-1738.6	28.49	-1.425	2.169
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C11	-276.71		-6.659	1.189
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-855.89		-2.587	41.448
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-859.63		26.007	-7.553
0.8G±E	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-1467.91	60.35	-0.773	1.002
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C11	-249.29		-5.344	1.112
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-728.87		-2.13	33.168
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-733.46		20.834	-6.226
G+Q±E	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-1738.6	67.29	-1.425	2.169
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C11	-276.71		-6.659	1.189
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-855.89		-2.587	41.448
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-859.63		26.007	-7.553

Poteaux (45x40):

Combin	sollicitation	Elément	N (kn)	V _{Max} (kn)	M ₂ (kn.m)	M ₃ (kn.m)
ELU	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-1680.43	45.12	-2.987	5.298
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C11	-211.13		-10.851	0.63
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-763.86		-4.275	66.162
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-774.83		43.958	-11.422
ELS	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-1223.79	32.71	-2.138	3.796
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C11	-154.51		-7.871	0.465
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-556.46		-3.106	47.969
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-564.56		31.877	-8.298
0.8G±E	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-1035.08	59.78	-1.463	2.644
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C11	-137.59		-6.366	0.444
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-472.25		-2.563	38.611
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-480.05		25.711	-6.833
G+Q±E	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-1223.79	66.81	-2.138	3.796
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C11	-154.51		-7.871	0.465
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-556.46		-3.106	47.969
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-564.56		31.877	-8.298

Poteaux (40x35):

Combin	sollicitation	Elément	N (kn)	V _{Max} (kn)	M ₂ (kn.m)	M ₃ (kn.m)
ELU	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-1076.2	43.74	-3.402	6.725
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C32	-60.67		-4.178	-4.618
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-376.52		-4.549	64.76
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-383.91		46.947	-11.179
31.73	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-783.5	31.73	-2.436	4.832
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C32	-44.67		-3.034	-3.359
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-274.38		-3.306	46.968
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-279.8		34.057	-8.121
0.8G±E	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-660.3	53.79	-1.682	3.485
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C32	-42.19		-2.49	-2.81
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-233.69		-2.729	37.945
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-238.65		27.588	-6.69
G+Q±E	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-783.5	61.08	-2.436	4.832
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C32	-44.67		-3.034	-3.359
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-274.38		-3.306	46.968
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-279.8		34.057	-8.121

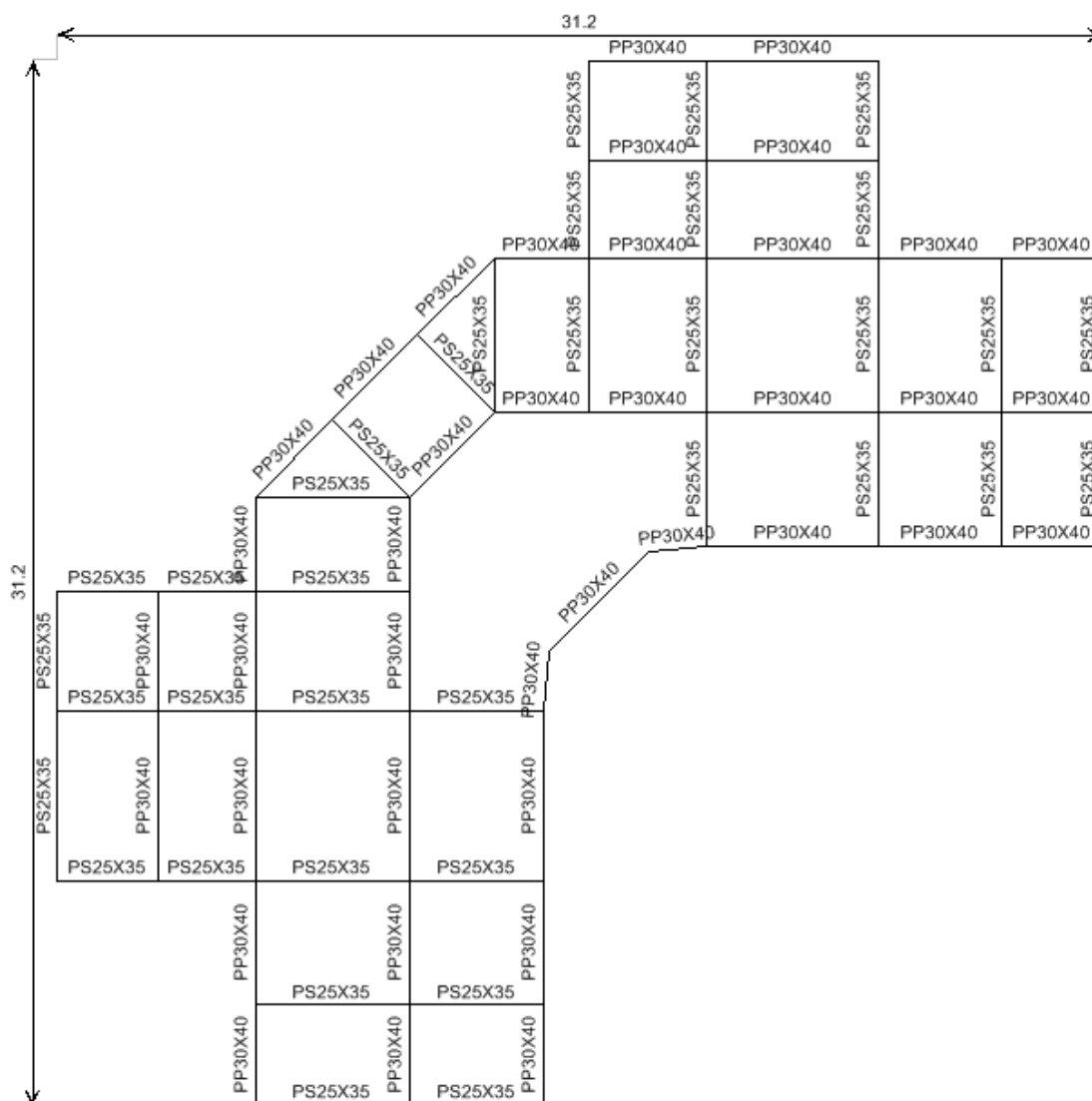
Poteaux 30x35

Combin	sollicitation	Elément	N (kn)	V _{Max} (kn)	M ₂ (kn.m)	M ₃ (kn.m)
ELU	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-421.74	-44.65	-2.895	6.311
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C32	28.6		-3.016	-3.178
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-121.19		-4.446	52.535
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-122.21		44.678	-9.716
ELS	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-307.44	-32.45	-2.072	4.54
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C32	20.59		-2.191	-2.311
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-88.68		-3.231	38.109
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-89.41		32.418	-7.061
0.8G±E	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-262.81	56.18	-1.418	3.324
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C32	15.28		-1.799	-1.921
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-78.9		-2.669	30.85
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-79.39		26.327	-5.844
G+Q±E	N _{max} ,M _c ,V _{co}	C15	-307.44	66.61	-2.072	4.54
	N _{min} ,M _c ,V _{co}	C32	20.59		-2.191	-2.311
	M _{3max} ,N _c ,V _c	C31	-88.68		-3.231	38.109
	M _{2max} ,N _c ,V _c	C39	-89.41		32.418	-7.061

Les poutres :

Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions est :

- M_3^+ (max) → Moment en travées
- M_3^- (max) → Moment aux appuis



Effort dans les poutres principales :

Planchers d'étages :

Combinaison		Eléments	V _{MAX} (kn)	M _{3 max} (kn.m)
ELU	En appuie	B51	-73.31	-40.947
	En travée	B51	-8.23	34.239
ELS	En appuie	B51	-51.73	-29.703
	En travée	B51	-5.96	24.835
G+Q± E	En appuie	B51	88.71	-29.703
	En travée	B51	-5.96	24.835
0.8G ± E	En appuie	B51	72.11	-24.051
	En travée	B51	-4.73	20.092

Plancher sous-sol :

Combinaison		Eléments	V _{max} (kn)	M _{3 max} (kn.m)
ELU	En appuie	B61	47.26	-21.368
	En travée	B61	-15.65	21.682
ELS	En appuie	B61	34.22	-15.461
	En travée	B61	-11.3	15.688
G+Q± E	En appuie	B61	38.63	-15.461
	En travée	B61	-11.3	15.688
0.8G ± E	En appuie	B61	30.65	-12.159
	En travée	B61	-8.7	12.33

Plancher terrasse :

Combinaison		Eléments	V ₂ (kn)	M _{3max} (kn.m)
ELU	En appuie	B72	-54.57	-82.675
	En travée	B51	1.26	53.749
ELS	En appuie	B72	-40.00	-59.988
	En travée	B51	0.85	39.267
G+Q± E	En appuie	B72	-67.46	-59.988
	En travée	B51	0.85	39.267
0.8G ± E	En appuie	B72	54.6	-48.715
	En travée	B51	0.1	34.344

2.2-Effort dans les poutres secondaires :

a) Planchers d'étages :

Combinaison		Eléments	V ₂ (kn)	M _{3max} (kn.m)
ELU	En appuie	B90	54.56	-69.062
	En travée	B93	-4.74	30.388
ELS	En appuie	B90	43.22	-50.133
	En travée	B93	-19.98	22
G+Q± E	En appuie	B106	-66.15	-86.96
	En travée	B93	4.99	27.158
0.8G ± E	En appuie	B106	-53.59	-69.909
	En travée	B113	11.25	20.409

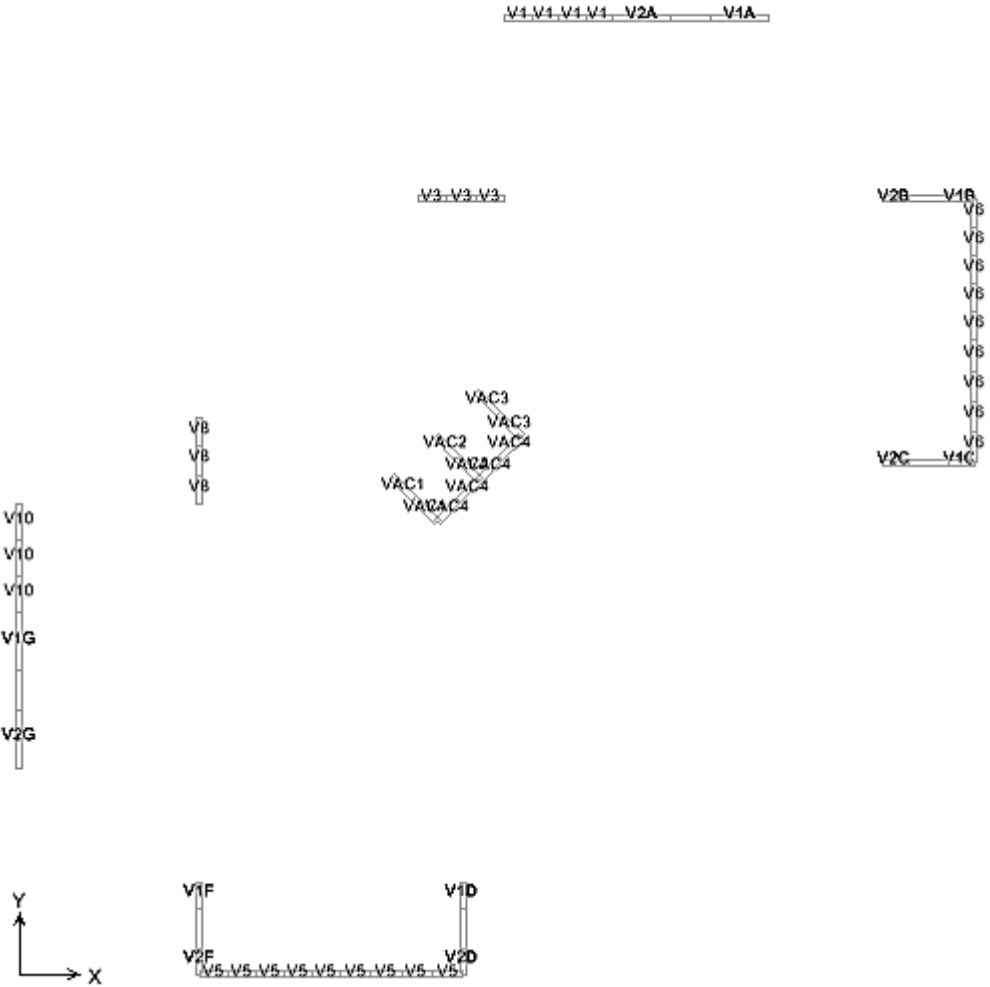
b) Plancher sous-sol :

Combinaison		Eléments	V ₂ (kn)	M _{3max} (kn.m)
ELU	En appuie	B93	48.5	-29.338
	En travée	B93	-21.48	25.678
ELS	En appuie	B93	35.12	-21.25
	En travée	B93	-15.5	18.576
G+Q± E	En appuie	B93	33.04	-24.721
	En travée	B93	-13.4	19.35
0.8G ± E	En appuie	B93	32.90	-19.689
	En travée	B93	-10.12	15.191

d) Plancher terrasse :

Combinaison		Eléments	V ₂ (kn)	M _{3max} (kn.m)
ELU	En appuie	B90	53.43	-57.683
	En travée	B90	-35.09	45.686
ELS	En appuie	B90	32.03	-41.878
	En travée	B93	-4.41	22.367
G+Q± E	En appuie	B106	-46.22	-66.041
	En travée	B93	0.94	23.713
0.8G ± E	En appuie	B106	39.48	-53.214
	En travée	B93	0.47	20.176

2.3 -Les voiles



2.3.1- Effort dans les linteaux :

ETAGE	Nom du linteau	ELU		ELS		0.8G±E		G+Q±E	
		M _{MAX} (KN.m)	V _{MAX} (KN)	M _{MAX} (KN.m)	V _{MAX} (KN)	M _{MAX} (KN.m)	V _{MAX} (KN)	M _{MAX} (KN.m)	V _{MAX} (KN)
1 ^{ere} etage	S ₁	-25.141	27.54	-18.94	23.12	-205.98	-326.94	-256.51	405.26
	S ₂	-32.84	12.57	-16.61	8.76	219.89	-324.81	270.67	405.21
	S ₃	-32.96	-16.17	-24.283	-12.14	-56.84	-73.65	-66.52	-84.67
	S ₄	-36.41	20.11	-26.78	14.99	-58.98	77.43	-69.21	89.58
	S ₅	-33.189	13.67	-24.41	10.27	-210.18	325.27	271.43	-404.67
	S ₆	-23.449	-28.68	10.97	-21.09	-205.85	-328.13	264.92	-406.62
2 ^{eme}3 ^{eme}	S ₁	-14.20	23.49	12.25	23.12	211.603	326.94	262.90	405.26
	S ₂	30.78	52.24	22.16	26.25	219.90	324.81	270.67	405.21
	S ₃	31.56	53.78	22.73	38.82	-67.68	111.28	88.56	140.82
	S ₄	27.82	47.88	20.025	-34.55	67.6	-108.18	86.1	-136.88
	S ₅	-26.72	-51.74	21.98	-37.37	-210.26	-330.54	271.427	-416.15
	S ₆	14.94	-28.68	10.98	-21.09	-205.85	-328.13	264.92	-406.62
4 ^{eme}6 ^{eme}	S ₁	-4.822	13.47	4.85	6.97	182.66	277.55	227.44	344.83
	S ₂	-47.761	74.55	-31.54	54.14	-209.99	322.66	-265.11	405.2
	S ₃	-50.55	75.52	-34.84	58.72	-74.16	119.24	-92.72	147.89
	S ₄	-47.94	-76.17	-34.33	-55.36	-72.42	-116.33	-90.62	-144.41
	S ₅	-44.12	-75.46	-34.62	-54.8	-210.27	-323.1	-265.19	-405.35
	S ₆	6.2	11.58	4.53	11.12	182.65	-276.95	227.34	-343.96
7 ^{eme}9 ^{eme}	S ₁	5.26	-14.83	3.85	-10.89	138	-214.75	-172.35	-266.97
	S ₂	-56.01	90.97	-41.63	66.11	214.90	-324.81	270.67	405.21
	S ₃	-63	100.75	-45.73	73.29	71.58	115.75	-89.31	142.63
	S ₄	-60.11	-96.36	-43.75	-70.1	69.91	-113.12	-87.26	-139.53
	S ₅	-57.93	-91.55	-42.02	-66.54	-183.928	-279.52	-230.38	-348
	S ₆	8.3	19.89	6.05	11.15	-140.33	218.04	-175.5	270.85
10 ^{eme}12 ^{eme}	S ₁	-8.88	-20.29	-6.45	-14.87	-106.13	-166.72	-132.65	-206.7
	S ₂	-69.2	110.13	-51.86	80.05	-153.52	231	-191.8	-286.55
	S ₃	-81.11	123.89	-58.91	90.13	-64.58	104.03	-79.86	126.8
	S ₄	-77.33	-118.09	-56.16	-85.91	-62.9	-101.48	-77.88	-123.77
	S ₅	-69.94	-108.05	-50.75	-78.56	-153.85	-231.58	-192.15	-287.2
	S ₆	-12.15	24.81	-8.84	18.17	-108.78	170.08	-135.8	-210.64
13 ^{eme}14 ^{em}	S ₁	-9.63	-21.03	-7.1	-15.44	-74.66	-118.62	-59.1	-96.41
	S ₂	-82.1	-113.34	59.65	93.64	-141.38	207.52	-113.6	168.29
	S ₃	91.4	-143.34	66.46	104.3	91.37	142.25	-75.21	117.75
	S ₄	-87.58	-137.39	-58.83	-99.97	88.67	-138.05	72.94	-114.22
	S ₅	-80.21	-125.86	58.3	-91.54	-140.28	-206.05	-112.81	-167.22
	S ₆	-12.15	24.81	-8.84	-18.17	-77.26	121.84	-62.148	-99.23

2.3.2-Effort dans les voiles:

Les efforts dans les voiles sont donnés suivant 6 zones :

- Zone1 : sous-sol RDC
- Zone2 : 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} étages
- Zone3 : 4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme} étages
- Zone4 : 7^{eme}, 8^{eme}, 9^{eme} étages
- Zone5 : 10^{eme}, 11^{eme}, 12^{eme} étages
- Zone6 : 13^{eme}, 14^{eme} étages

VOILE		V5			V3			V1B		
COMB	ZONE	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)
ELU	1	-335.641	-6207.49	132.48	-114.308	-4780.05	-52.82			
		214.618	-6528.48		-114.308	-4780.05				
		-6207.49	-6207.49		67.12	-4618.79				
	2	-196.631	-5588.25	39.95	-81.052	-3960.01	-47.76	79.923	-489.07	-24.14
		-95.203	-6477.4		-60.631	-4589.2		79.923	-489.07	
		-170.909	-5588.25		52.799	-3860.7		26.613	-402.36	
	3	-183.47	4276.33	-7	-88.546	-3073.32	-57.22	68.413	-413.4	14.84
		-170.909	-5543.96		-61.797	-3742.61		68.413	-413.4	
		-95.203	-4276.33		57.323	-2963.22		10.065	-309.07	
	4	-181.814	-3718.42	-14.72	-99.516	-2144.54	-63.77	59.437	-326.93	16.01
		-180.751	-4186.14		-85.336	-2812.6		59.437	-326.93	
		-180.751	-2939.09		89.058	-2061.92		-1.788	-213.55	
	5	-174.584	-2792.92	-39.57	-112.523	-1111.7	-81.44	48.069	-232.83	18.21
		-174.584	-2792.92		-91.847	-1861.26		48.069	-232.83	
		-174.584	-1321.75		104.162	-1010.38		-24.064	-94.79	
	6	-134.383	-1116.98	-58.67	-118.974	-373.39	-116.11	7.474	-32.63	15.86
		-134.383	-1116.98		-111.848	-756.82		4.632	-91	
		-134.383	-175.85		202.1	-275.69		7.474	-32.63	
ELS	1	-244.59	-244.59	97.07	-82.502	-3488.68	-38.08			
		-244.59	-4774.28		-82.502	-3488.68				
		-244.59	-244.59		48.202	-3369.92				
	2	-143.172	-4086.79	29.46	-58.043	-2890.51	-34.02	58.533	-357.36	-17.76
		-4086.79	-4735.72		-43.918	-3348.56		58.533	-357.36	
		-143.172	-4086.79		37.45	-2817.45		19.641	-294.22	
	3	-133.663	-3128.28	-5.03	-64.008	-2243.75	-41.27	49.912	-302.33	10.77
		-3128.28	-4057.01		-43.945	-2732.49		49.912	-302.33	
		-133.663	-3128.28		41.266	-2162.7		7.471	-226.09	
	4	-132.497	-2720.8	-10.79	-71.973	-1565.44	-46.1	43.388	-239.11	11.65
		-2720.8	-3063.56		-61.588	-2053.43		43.388	-239.11	
		-111.334	-2148.37		64.237	-1504.24		-1.206	-156.1	
	5	-127.211	-2042.72	-28.84	-77.316	-1087.57	-58.87	35.057	-170.16	16.66
		-2042.72	-2042.72		-66.412	-1358.49		35.057	-170.16	
		-55.356	-965.77		75.255	-737.12		-17.454	-69.27	
	6	-97.936	-817.35	-42.71	146.379	-201.23	-84.05	5.446	-66.53	11.56
		-817.35	-817.35		-80.895	-552.79		3.38	-66.53	
		22.72	-128.09		146.379	-201.23		-3.412	-24.46	

VOILE		V5			V3			V1B		
COMB	ZONE	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)
G+Q+E	1	11085.886	-2590.29	1431.98	-1264.754	-3740.3	130.24			
		-10768.923	-6958.27		-1264.754	-3740.35				
		5942.192	-2353.2		-1264.754	-3740.35				
	2	11164.661	-2785.24	1876.84	-915.208	-3451.5	-155.7	328.233	160.92	-193.15
		-11301.054	-6686.2		-915.208	-3451.58		-211.167	-875.65	
		5391.016	-2695.08		398.59	-2774.22		214.984	10.45	
	3	-8590.384	-5380.62	-1629.1	-593.114	-2797.14	-128.4	209.425	79.4	106.2
		-8590.384	-5380.62		-593.114	-2797.14		-172.584	-650.3	
		3370.41	-2236.82		245.105	-2074.26		164.544	43.07	
	4	-5738.302	-3897.03	-1288.2	-416.417	-416.417	-118.6	158.972	26.5	90.62
		-5738.302	-3897.03		-416.417	-2155.87		-143.47	-452.71	
		1593.564	-1690.67		170.177	-1405.18		117.915	3.45	
	5	-3210.966	-2450.63	-963.95	258.963	-1454.28	-117.2	116.057	-115.53	72.71
		-3210.966	-2450.63		-258.963	-1454.28		-112.085	-265.94	
		312.697	-851.2		150.289	-668.46		64.484	-7.78	
	6	-1066.672	-902.34	-532.69	-134.066	-603.54	-104.6	-19.055	-82.22	32.83
		-1066.672	-902.34		-134.066	-603.54		-8.052	-86.8	
		184.115	-119.1		207.833	-172.54		3.721	-9.51	
0.8G+Q	1	-13015.099	-3681.63	1797.08	-2096.719	-3005.89	-352.7			
		-2575.585	-6267.08		-2096.719	-3005.89				
		2242.311	-114.67		778.033	-1735.79				
	2	-13029.817	-3622.23	2176.47	1369.946	-1994.46	-241.38	311.708	267.73	-188.74
		-4414.898	-6113.54		-1425.91	-2631.08		-182.219	-913.7	
		4339.252	-565.79		521.601	-1792.8		266.235	412.59	
	3	-9749.721	-3070.84	1847.7	-905.537	-1994.37	-194.21	205.17	162.49	102.46
		-3468.726	-4756.78		-195.309	-2031.08		-147.373	-667.8	
		1243.733	-977.28		85.506	-1402.45		144.868	-0.51	
	4	-6448.189	-2290.29	-1448.4	-624.983	-1517.01	-183.81	157.476	88.7	86.83
		-2341.822	-3345.18		-392.412	-1529.35		-119.485	-449.15	
		567.789	-880.31		211.906	-936.97		87.341	-9.66	
	5	-3551.676	-1502.41	-1073.3	-379.976	-1040.57	-169.85	-111.167	-225.64	68.8
		-1322.342	-2010.59		-379.976	-1040.57		-88.454	-246.68	
		90.896	-519.99		217.656	-431.46		70.645	12.87	
	6	-1109.143	-600.51	-565.96	255.175	-273.76	-138.63	-17.4	-63.3	29.15
		-476.212	-699.45		-167.876	-444.33		-6.877	-71.96	
		92.855	-74.05		254.594	-102.6		4.905	-1.71	

VOILE		V2B			V10			V1G		
COMB	ZONE	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)
ELU	1				1477.43	-6851.87	-143.8			
					1058.11	-7219.67				
					1477.43	-6851.87				
	2	-112.561	-1544.85	25.16	111.643	-3186.79	34.07	160.617	-1862.7	-72.83
		-64.198	-1586.37		111.643	-3186.79		66.263	-1912.73	
		-97.468	-1258.07		0.626	-2664.32		118.664	-1605.95	
	3	-120.715	-978.76	43.12	60.066	-2374.58	29.91	121.866	-1418.56	-20.64
		-46.927	-1136.55		91.017	-2618.52		121.773	-1481.26	
		-102.397	-856.37		-7.521	-1981.75		88.382	-1151.37	
	4	-118.997	-653.27	51.4	67.774	-1918.74	27.12	91.092	-995.51	-18.44
		-5.883	-751.48		67.774	-1918.74		82.892	-1040.94	
		-107.387	-558.88		7.296	-1366.45		66.829	-753.46	
	5	-125.438	-245.89	75.19	70.008	-1275.72	19.25	59.453	-653.78	-17.07
		32.305	-461.25		70.008	-1275.72		52.822	-653.78	
		-125.438	-245.89		1.639	-624.7		35.243	-326.16	
	6	-95.145	-170.76	99.06	51.028	-505.71	18.83	24.573	-60.44	-23.52
		-62.36	-212.48		51.028	-505.71		16.514	-243.92	
		60.947	-44.61		-31.158	-115.72		24.573	-60.44	
ELS	1				1072.25	-5012.53	-105.34			
					763.512	-5284.3				
					1072.25	-5012.53				
	2	-81.927	-1128.17	18.15	80.808	-2330.59	-19.52	117.409	-1362.52	-53.24
		-47.171	-1158.76		80.808	-2330.59		48.35	-1399.3	
		-70.78	-919.62		0.616	-1949.31		86.806	-1175.44	
	3	-87.899	-715.78	31.26	66.003	-1917.2	21.37	89.168	-1038.67	-17.01
		-34.754	-831.7		66.003	-1917.23		89.173	-1084.77	
		-74.486	-626.26		-5.315	-1450.42		64.644	-842.98	
	4	-86.584	-477.34	37.29	49.228	-1405	19.81	60.774	-762.33	-12.21
		-4.707	-549.95		49.228	-1405		-762.33	-762.33	
		-78.05	-408.15		5.386	-998.95		48.785	-551.16	
	5	-91.062	-179.5	54.5	50.693	-933.29	14.08	43.42	-435.09	-12.36
		23.191	-337.19		50.693	-933.29		38.674	-478.41	
		-91.062	-179.5		1.364	-456.46		25.711	-238.56	
	6	-69.121	-124.31	71.93	36.934	-370.17	13.74	17.898	-44.17	-17.03
		-45.285	-154.89		36.934	-370.17		12.129	-178.55	
		44.212	-33		36.934	-370.17		17.898	-44.17	

VOILE		V2B			V10			V1G		
COMB	ZONE	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)
G+Q+E	1				26279.445	-4918.1	-1353.5			
					-24752.422	-5650.5				
					21898.979	-4646.33				
	2	-329.779	-3403.58	127.24	1918.958	648.83	-556.79	493.465	-1201.69	-303.65
		-329.779	-3403.58		-1757.343	-5310.01		-396.766	-1596.91	
		2.016	666.72		674.442	113.73		385.446	-979.14	
	3	-270.003	-2271.23	124.26	1216.331	-6.44	-373.52	355.461	-884.02	-181.88
		-270.003	-2271.23		-1084.326	-3828.02		-177.115	-1285.52	
		17.523	270.66		1216.331	-6.44		-177.115	-1285.52	
	4	-186.256	-1354.82	120.93	762.114	-270.15	-277.56	241.129	-630.74	-138.42
		-186.256	-1354.82		-663.658	-2539.85		-119.58	-893.93	
		20.101	4.92		762.114	-270.15		101.522	-485.75	
	5	-200.845	-288.81	134.84	426.922	-409.47	225.88	152.132	-401.45	-104.94
		-106.211	-697.11		-325.536	-1457.11		-74.783	-555.38	
		141.88	-13.06		-149.892	-766		63.887	-202.12	
	6	-139.05	-205.41	148.4	145.084	-260.05	116.96	57.053	-143.41	-52.16
		-93.91	-224.7		-71.216	-480.3		-32.795	-213.7	
		89.602	9.2		-1.991	-71.27		35.494	-31.6	
0.8G+Q	1				40375.703	-3496.58	-1821.1			
					-7738.775	-4532.48				
					8081.745	-2794				
	2	-317.591	-3054.32	120.07	3027.389	2767.41	-875.27	727.932	-915.96	-436.19
		-317.591	-3054.32		-2925.326	-6064.43		-107.743	-1204.98	
		26.047	509.59		675.416	678.29		361.802	-631.74	
	3	-263.003	-2031.53	116.82	1894.063	1894.063	640.04	-355.043	-916.71	-291.36
		-263.003	-2031.53		-1808.872	-4104.1		-202.359	-978.86	
		40.697	195.56		508.493	329.64		80.161	-465.63	
	4	-187.83	-1196.55	110.98	1165.316	564.39	-468.47	324.861	-466.35	-219.9
		-187.83	-1196.55		-1100.592	-2577.89		-136.252	-678.61	
		44.429	12.22		586.612	19.22		61.339	-305.44	
	5	-169.272	-233.93	115.35	633.996	69.66	355.49	203.596	-292.18	-160.74
		-116.171	-597.43		-569.656	-1394.63		-85.783	-417.43	
		117.282	-0.63		250.444	12.9		55.901	-132.52	
	6	-115.455	-164.82	123.56	209.477	-72.33	180.89	82.809	-96.02	-79.05
		-78.609	-194		-162.834	-456.16		-35.967	-162.65	
		22.495	1.28		-3.289	-28.87		29.722	-18.44	

VOILE		V2G			V8			V1F		
COMB	ZONE	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)
ELU	1				174.596	-6832.85	33.68			
					174.596	-6832.85				
					37.162	-6587.45				
	2	-132.944	-1791.07	34.19	146.77	-6329.82	50.18	75.837	-1583.15	-65.68
		-91.737	-1850.31		146.77	-6329.82		18.823	-1595.92	
		-94.946	-1506.59		-20.375	-5312.27		67.222	-1281.12	
	3	-113.952	-1351.86	17.14	131.637	-5005.22	57.45	77.025	-1017.72	-54.78
		-127.9	-1440.07		131.637	-5005.22		24.428	-1152.56	
		-74.619	-1055.11		-48.195	-3935.87		-2.842	-888.65	
	4	-88.657	-935.44	18.72	133.037	-2795.87	66.08	75.33	75.33	-58.77
		-79.262	-988.86		129.885	-3635.1		73.541	-791.38	
		-60.805	-686.58		-69.179	-2688.46		71.385	-605.8	
	5	-54.68	-415.26	24.27	136.674	-2366.82	73.48	70.793	-402.27	-63.47
		-63.159	-549.73		136.674	-2366.82		70.793	-499.22	
		-35.912	-275.59		-91.304	-1268.64		-44.769	-238.16	
	6	-39.016	-73.55	29.45	134.791	-930.56	111.41	93.492	-169.05	-97.2
		8.011	-197.71		134.791	-930.56		61.998	-212.59	
		-39.016	-73.55		-221.72	-314.2		-59.236	-46.55	
ELS	1				125.758	-4981.63	24.17			
					125.758	-4981.63				
					27.136	-4801.21				
	2	-97.289	-1310.88	24.94	106.464	-4613.86	36.16	55.177	-1155.92	-47.85
		-67.324	-1354.87		106.464	-4613.86		13.838	-1165.69	
		-69.409	-1102.92		-14.309	-3874.6		48.816	-936.24	
	3	-93.832	-1055.06	18.39	95.246	-3653	41.54	56.077	-744.11	-38.61
		-93.832	-1055.06		95.246	-3653		18.139	-843.52	
		-54.546	-772.79		-34.638	-2871.89		50.458	-650.64	
	4	-64.79	-684.94	16.57	96.373	-2040	47.81	54.791	-512.41	-42.72
		-58.297	-724.69		94.139	-2653.18		53.506	-578.32	
		-44.335	-502.34		-49.917	-1960.44		-17.771	-403.98	
	5	-46.071	-402.25	22.64	98.997	-1726.54	53.17	51.604	-293.52	-46.09
		-30.5	-449.04		98.997	-1726.54		51.449	-364.36	
		-26.143	-201.72		-66.003	-925.12		-32.419	-174.36	
	6	-28.354	-53.6	21.38	-160.816	-229.33	80.77	67.925	-123.06	-70.58
		5.597	-145.16		97.628	-679.25		45.022	-154.95	
		-28.354	-53.6		-160.816	-229.33		-42.976	-34.4	

VOILE		V2G			V8			V1F		
COMB	ZONE	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)
G+Q+E	1				2288.915	-4619.53	192.74			
					-2037.4	-5343.72				
					1537.408	-4439.11				
	2	-558.372	-3616.2	179.4	1667.392	-4262.51	163.77	180.847	1024.34	-14.785
		-558.372	-3616.2		-1454.464	-4965.2		-108.08	-3500.81	
		52.101	404.14		811.179	-3558.19		92.118	624.11	
	3	-433.238	-2487.42	-147.9	1005.89	-3358.29	131	158.96	682.49	-14.437
		-433.238	-2487.42		-815.398	-3947.71		-122.681	-2369.54	
		15.062	80.86		407.678	-2627.61		110.445	210.82	
	4	-275.674	-1534.57	109.3	626.435	-2436.34	123.15	117.835	-63.6	-15.655
		-275.674	-1534.57		-438.156	-2870.03		-108.651	-1422.54	
		-0.648	-0.49		145.146	-1801.06		112.305	7.53	
	5	-151.591	-818.56	89.95	355.128	-1596.14	116.65	110.868	-125.81	-16.723
		-151.591	-818.56		-157.134	-1856.94		-93.192	-734.35	
		90.591	-79.52		30.867	-851.15		27.143	8.5	
	6	-68.086	-202.79	54.75	-238.486	-251.62	101.04	138.763	-40.63	-22.969
		-32.391	-238.96		42.531	-726.41		-4.884	-226.45	
		-9.338	-24.65		-83.145	-207.03		16.675	-0.88	
0.8G+Q	1				-3580.431	-3743.84	348.24			
					-2088.273	-3773.26				
					413.394	-3083.62				
	2	-846.141	-4828.39	255.51	2530.578	-2826.88	-213.41	174.873	1340.78	132.84
		-846.141	-4828.39		-1491.987	-3503.19		-111.6	-3149.05	
		6.318	-13.81		819.685	-2348.28		73.854	468.6	
	3	-627.809	-3233.13	-236.86	1483.835	-2250.72	199.84	155.655	924.82	-113.75
		-627.809	-3233.13		-850.735	-2824.23		-125.986	-2127.22	
		65.316	-90.38		422.251	-1739.51		92.533	144.27	
	4	-394.909	-1919.36	-170.66	907.567	-1627.04	188.46	109.797	474.11	-102.4
		-394.909	-1919.36		-471.898	-2055.12		-106.691	-1264.08	
		19.198	42.04		164.685	-1185.69		69.103	8.17	
	5	-215.289	-961.37	125.55	492.291	-1058.1	170.82	93.001	7.25	-91.66
		-215.289	-961.37		-366.193	-1320.56		-86.546	-637.17	
		75.37	5.99		160.376	-558.88		35.048	11.78	
	6	-74.891	-207.3	68.08	-294.131	-181.98	137.13	115.616	-0.48	31.22
		-59.626	-269.39		-46.057	-519.95		-20.55	-195.79	
		40.04	-13.02		86.095	-135.81		115.616	-0.48	

VOILE		V2F			VID			V2D		
COMB	ZONE	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)
ELU	1	-58.181	-1418.53	64.77	72.084	-1371.04	-61.14	-58.077	-1360.7	65.66
		-8.703	-1438.85		20.925	-1546.45		-4.61	-1379.32	
		-31.034	-1191.91		65.913	-1224.21		-29.873	-1134.6	
	2	-48.592	-1081.88	-34.43	77.062	-966.85	-54.41	-37.283	-924.66	-33.17
		-48.592	-1081.88		73.677	-1081.71		-46.134	-1025.4	
		-16.795	-819.67		-7.282	-838.51		-14.659	-771.01	
	3	-36.486	-728.29	-29.56	77.496	-661.51	-61.18	-28.331	-597.56	-28.91
		-36.486	-728.29		74.851	-747.63		-14.876	-648.47	
		-6.44	-520.78		-30.572	-509.72		-3.595	-481.54	
	4	-26.635	-443.79	-22.56	74.97	-378.27	-66.91	-26.544	-407.58	-23.23
		-26.635	-443.79		73.856	-468.82		-26.544	-407.58	
		5.272	-220.12		-51.108	-210.57		8.948	-197.39	
	5	-12.18	-160.49	-15.7	100.349	-171.05	-104.73	-17.75	-145.32	-18.71
		-15.6	-160.49		66.4	-203.97		-17.75	-145.32	
		7.832	-35.52		-64.581	-36.02		11.207	-32.22	
ELS	1	-42.593	-1036.75	47.38	47.893	-894.97	-44.56	-42.54	-994.9	48.06
		-6.3	-1051.59		52.079	-1113.56		-3.302	-1008.4	
		-22.797	-871.66		14.916	-912.8		-21.958	-830.03	
	2	-35.488	-791.44	-25.16	56.136	-707.13	-40.06	-33.697	-750.34	-24.24
		-35.488	-791.44		15.816	-805.02		-33.697	-750.34	
		-12.355	-599.66		-5.086	-613.85		-10.792	-564.22	
	3	-26.669	-532.87	-21.59	56.409	-483.32	-44.49	-25.639	-498.52	-21.12
		-26.669	-532.87		54.497	-546.5		-25.639	-498.52	
		-4.763	-380.63		-22.095	-373.03		-2.68	-352.04	
	4	-19.439	-324.4	-16.47	54.521	-276.08	-48.69	-19.379	-19.379	-16.97
		-19.439	-324.4		53.721	-342.26		-1.139	-268.34	
		3.79	-160.87		-37.078	-154.21		6.476	-144.31	
	5	-11.374	-117.33	-11.45	72.945	-124.51	-76.09	-12.944	-106.26	-13.65
		-11.374	-117.33		48.27	-148.7		-12.944	-106.26	
		5.681	-25.96		-46.91	-26.66		8.149	-23.55	

VOILE		V2F			V1D			V2D		
COMB	ZONE	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)
G+Q+E	1	-162.735	-2349.74	213.67	71.149	-268.22	-87.37	-152.879	-2927.63	126.72
		-162.735	-2349.74		3.743	-1967.87		-152.879	-2927.63	
		20.806	-33.91		54.015	-217		62.756	632.83	
	2	-115.805	-1550.37	96.21	68.089	-201.77	-57.4	-100.754	-1913.72	58.12
		-115.805	-1550.37		-4.231	-1434.84		-68.437	-1923.8	
		66.357	0.99		5.702	-156.41		-6.038	225.76	
	3	-82.211	-947.11	-71.03	67.997	-202.25	-59.62	-61.796	-1139.5	39.55
		-82.211	-947.11		-14.389	-891.2		-44.397	-1145.91	
		56.365	-67.24		-18.34	-133.27		-8.296	18.2	
	4	-52.9	-487.6	-56.34	65.81	-144.44	-61.15	25.414	12.52	-28.43
		-52.9	-487.6		42.613	-512.43		-28.984	-570.38	
		35.836	-77.7		-31.964	-54.16		25.414	12.52	
	5	-30.22	-148.41	-34.9	83.213	-103.05	-87.94	-21.643	-62.66	-21.41
		-30.22	-148.41		39.152	-210.16		-21.19	-151.08	
		17.908	-8.39		-42.485	6.29		15.012	-10.16	
0.8G+Q	1	-163.789	-2598.39	199.9	113.192	880.7	88.18	-161.13	-2563.66	172.23
		-2598.39	-2598.39		-51.45	-2553.75		-140.915	-2634.85	
		27.208	325.2		48.536	70.64		15.978	373.24	
	2	-114.017	-1671.28	-79.2	98.185	610.69	69.11	-111.876	-1649.65	80.98
		-114.017	-1671.28		-71.977	-1761.9		-58.263	-1707.39	
		27.001	43.17		50.043	4.83		14.393	77.64	
	3	-78.853	-798.94	68.84	73.891	-152.74	-65.95	-74.073	-965.4	57.18
		-76.971	-981.96		-61.193	-1044.8		-36.859	-1002.82	
		51.032	7.03		-9.951	-26		9.623	2.45	
	4	-50.657	-395.81	-51.31	71.964	-83.3	-64.72	38.402	74.1	-38.84
		-44.561	-467.62		-50.485	-525.19		-23.071	-482.79	
		28.137	-8.28		57.624	-12.5		27.668	1.86	
	5	27.907	-22.48	-31.34	84.972	-32.84	-90.93	21.64	-12.11	-25.32
		-22.719	-124.26		3.116	-177.72		-17.127	-119.83	
		15.907	-0.7		-10.142	0.27		14.602	-1.09	

VOILE		V6			V1			V1A		
COMB	ZONE	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)
ELU	1	835.257	-8183.47	-122.11	-784.119	-6877.87	157.51			
		329.693	-8672.74		-284.346	-7284.38				
		835.257	-8183.47		-784.119	-6877.87				
	2	764.072	-8422.67	-22.13	41.957	-2606.65	27.78	149.1	-1932.15	-37.86
		764.072	-8422.67		-39.828	-3117.49		108.416	-2003.93	
		679.366	-7183.45		41.957	-2606.65		102.831	-1604.54	
	3	568.138	-5919.57	28.07	-45.857	-2559.96	-20.75	144.793	-1531.81	-23.57
		489.995	-6889.28		-45.857	-2559.96		144.793	-1531.81	
		600.257	-5294.58		39.913	-1938.4		82.006	-1133.35	
	4	497.666	-3537.6	38.26	-31.368	-1874.31	-20.47	97.359	-1010.02	-21.67
		370.126	-5002		-31.368	-1874.31		92.799	-1066.52	
		497.666	-3537.6		20.194	-1331.71		67.469	-754.09	
	5	403.782	-2862.95	64.07	-36.569	-1240.54	-11.99	70.233	-613.27	-29.38
		263.887	-3238.27		-36.569	-1240.54		53.928	-680.24	
		311.72	-1547.49		16.49	-604.5		43.91	-332.63	
	6	210.455	-1277.75	81.87	23.274	-113.98	-4.75	38.964	-199.93	-35.2
		210.455	-1277.75		-21.201	-488.05		4.818	-255.12	
		-21.087	-178.87		23.274	-113.98		38.17	-72.51	
ELS	1	236.531	-6341.27	-89.54	-574.904	-5030.33	115.33			
		236.531	-6341.27		-207.699	-5330.09				
		607.169	-5980.88		-574.904	-5030.33				
	2	554.882	-6156.98	-16.07	30.437	-1907.45	20.24	108.951	-1413.01	-27.56
		554.882	-6156.98		-29.006	-2280.58		79.343	-1465.81	
		493.343	-5253.19		30.437	-1907.45		75.153	-1174.17	
	3	436.721	-3873.05	20.44	-33.339	-1874.62	-15.2	106.15	-1121.71	-17.07
		356.09	-5040.88		28.892	-1418.85		64.265	-892.97	
		436.721	-3873.05		-33.339	-1874.62		59.912	-829.62	
	4	379.713	-3660.35	27.94	-22.799	-1372.62	-14.95	71.106	-739.09	-15.73
		269.274	269.274		-22.799	-1372.62		68.136	-781.09	
		362.109	-2585.62		14.585	-973.71		49.164	-551.31	
	5	262.645	-1620.65	46.71	-907.7	-907.7	-8.79	44.181	-346.56	-19.74
		226.946	-1130.69		-26.451	-907.7		39.59	-497.67	
		192.031	-2368.05		11.796	-441.81		31.929	-243.04	
	6	153.467	-934.71	59.65	16.831	-83.06	-3.6	28.309	-146	-25.53
		-15.403	-130.43		16.831	-83.06		3.702	-186.73	
		153.467	-934.71		-15.321	-357.33		27.736	-52.85	

VOILE		V6			V1			V1A		
COMB	ZONE	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)
G+Q+E	1	20727.343	-3383.32	1257.66	-18264.43	-7344.37	1364.04			
		-20254.28	-9299.22		-18264.43	-7344.37				
		16267.683	-3022.93		17849.031	-3315.8				
	2	20947.823	-3784.97	-1870.2	-1880.462	-5235.36	538.16	567.289	-3716.11	-180.54
		-15502.48	-8502.52		-1880.462	-5235.36		-408.603	-3716.11	
		12418.034	-3319.2		677.255	155.97		194.897	322.96	
	3	14108.44	-3458.49	1647.78	-1194.325	-3765.05	-376.89	443.655	300.28	-136.93
		-13396.26	-6623.27		-1194.325	-3765.05		-231.354	-2543.71	
		7265.857	-2631.31		594.957	4.96		128.967	16.73	
	4	8602.194	-2710.47	1306.36	-743.315	-2492.12	-287.25	283.425	21.76	107.73
		-4896.698	-4464.23		-743.315	-2492.12		-147.153	-1583.95	
		3388.941	-1926.79		562.726	-318.28		283.425	21.76	
	5	-4003.34	-2795.06	-907.27	-409.262	-1422.02	-213.54	159.308	-131.39	-86.93
		-4003.34	-2795.06		-409.262	-1422.02		-80.128	-863.95	
		831.301	-933.36		93.802	-285.38		74.33	-122.92	
	6	1222.342	-841.72	549.15	-128.839	-465.21	-103.7	69.333	-70.61	-57.09
		-915.408	-1027.7		-128.839	-465.21		-34.652	-280.18	
		47.91	-126.78		41.295	-67.99		46.787	-24.12	
0.8G+Q	1	-24247.921	-4893.63	-1810.5	28127.545	-1429.21	1829.58			
		-7399.127	-8679.38		-28417.709	-6152.14				
		6319.86	1.93		21304.823	-1199.19				
	2	23664.261	-3949.69	-2176.6	2986.856	2771.32	847.46	-737.923	-4889.43	-255.57
		-7789.357	-7811.87		-3026.115	-6007.38		-737.923	-4889.43	
		6083.44	-825.12		666.545	705.95		243.054	2.26	
	3	15804.834	-3354.11	-1841.6	-1899.014	-4054.8	-618.17	635.467	1662.18	238.03
		-5364.46	-5861.71		-1899.014	-4054.8		-481.521	-3270.33	
		2768.146	-1138.7		1288.548	787.3		212.576	-127.45	
	4	9519.412	-2484.04	1463.53	1136.575	570.82	-466.94	-299.664	-1951.96	171.32
		-3248.483	-3966.05		-1166.779	-2540.14		-299.664	-1951.96	
		1288.995	-1000.05		242.825	-1.22		83.085	6.83	
	5	-4483.725	-1730.07	1087.63	-632.582	-1367.56	-341.64	220.244	284.05	-123.49
		-1631.978	-2296.55		-632.582	-1367.56		-162.038	-990.9	
		346.639	-572.9		432.156	-13.08		97.929	-24.99	
	6	1246.538	-642.85	-496.95	-204.314	-444.43	-169.66	75.741	15.66	-69.54
		-349.723	-794.41		-204.314	-444.43		-58.071	-295.72	
		16.434	-83.09		53.954	-13.4		41.318	-2.56	

VOILE		VIC			V2C			VAC		
COMB	ZONE	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)
ELU	1	-162.378	-1904.38	75.07	-70.375	-1313.13	60.28	-16.792	-459.32	-54.25
		-58.702	-1950.48		-17.956	-1479.6		-16.792	-459.32	
		-118.814	-1628.73		-64.807	-1172.62		1.703	-367.97	
	2	-122.67	-1435.4	24.31	-75.509	-925.58	54.61	12.019	-362.5	30.97
		-119.866	-1500.2		-18.272	-1049.98		12.019	-362.5	
		-89.396	-1166.9		9.194	-799.33		-1.579	-291.06	
	3	-91.875	-1011.83	19.01	-73.767	-545.54	60.09	12.132	-274.25	27.26
		-80.808	-1058.07		7.681	-674.02		-0.299	-276.8	
		-67.353	-769.36		31.681	-483.15		10.176	-206.84	
	4	-60.269	-609.96	19.62	-74.066	-361.89	66.46	11.482	-184.11	22.69
		-50.113	-670.39		-72.777	-448.22		-3.864	-187.18	
		-35.688	-338.35		51.534	-196.75		10.251	-104.68	
	5	-26.991	-63.36	26.19	-99.721	-169.28	103.87	11.051	-70.49	19.57
		-11.78	-253.68		49.675	-110.02		-9.311	-76.48	
		-26.991	-63.36		64.574	-32.33		10.251	-26.45	
ELS	1	-118.703	-1392.78	54.81	-51.185	-959.75	43.93	-12.318	-335.9	-39.72
		-42.94	-1426.7		-13.228	-1081.46		-12.318	-335.9	
		-86.889	-1191.94		-12.697	-872.24		1.293	-269.09	
	2	-89.745	-1050.83	17.66	-55.002	-677.08	39.74	8.753	-265.34	22.63
		-87.843	-1098.5		-13.64	-768.91		8.753	-265.34	
		-65.391	-854.22		6.475	-585.32		-1.126	-212.92	
	3	-67.174	-740.51	13.81	-55.333	-462.41	44.07	7.42	-151.34	19.91
		-59.271	-774.78		5.374	-493.65		-0.189	-202.45	
		-49.177	-562.66		22.899	-353.7		7.42	-151.34	
	4	-44.022	-446.06	14.21	-53.859	-264.16	48.31	8.378	-134.67	16.56
		-36.717	-490.46		-52.933	-327.27		-2.797	-136.78	
		-26.04	-247.37		37.384	-144.16		7.473	-76.6	
	5	-19.648	-46.28	18.97	-72.485	-123.22	75.47	8.059	-51.59	14.27
		-8.697	-185.63		-48.151	-143.96		-6.771	-55.82	
		-19.648	-46.28		46.901	-23.98		7.755	-19.41	

VOILE		VIC			V2C			VAC		
COMB	ZONE	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)
G+Q+E	1	-492.492	-1634.21	312.33	-69.301	-1905.9	86.33	42.145	275.42	-106.83
		-492.492	-1634.21		-24.798	-1913.44		-26.882	-962.21	
		228.817	-988.02		4.794	-150.67		26.541	172.79	
	2	-358.513	-1307.87	185.96	-66.939	-1178.08	57.12	29.392	147.82	-52.48
		-358.513	-1307.87		-33.401	-1393.5		-1.507	-695.67	
		182.828	-889.13		16.973	-132.08		18.935	78.01	
	3	-242.624	-913.92	141.06	-67.001	-740.91	59.21	-19.936	-460.5	-35.09
		-242.624	-913.92		-64.401	-862.8		-1.229	-473.75	
		99.888	-492.56		26.666	-116.38		10.541	1.57	
	4	-152.669	-573.31	107.55	-65.306	-395.01	60.9	16.942	-1.35	26.25
		-152.669	-573.31		-64.12	-496.03		-0.185	-267.99	
		15.078	-214.62		42.606	-44.92		15.907	-22.54	
	5	-55.528	-222.88	-35.7	-82.904	-144.8	87.47	15.9	-10.24	21.13
		-55.528	-222.88		-57.427	-205.18		1.321	-78.53	
		-0.619	-32.34		51.407	8.74		-9.536	-29.4	
0.8G+Q	1	-734.03	-1103.17	449.6	-111.272	-2294.46	-87.02	-61.242	-862.41	-143.76
		-175.33	-1222.27		-73.027	-2518.17		-23.547	-863.84	
		-24.201	-662.68		65.141	-3.53		25.031	60.9	
	2	-490.86	-940.72	-286.31	72.08	-96.605	-26.358	-34.993	-561.95	-75.19
		-334.131	-996.34		-1734.62	-1734.62		-4.341	-619.74	
		75.258	-591.8		-3.79	-96.605		6.962	23.29	
	3	-330.107	-648.64	224.62	-73.096	-487.27	65.68	-28.759	-374.83	-53.56
		-226.544	-694.33		-57.936	-1025.8		-3.936	-416.38	
		-4.215	-311.8		15.688	-2.81		6.21	-1.58	
	4	-207.305	-406.11	164.4	-71.157	-347.67	64.55	24.769	32.63	36.33
		-142.419	-431.11		-24.497	-513.14		-2.775	-228.77	
		51.292	-158.21		54.042	-33.82		19.647	-2.22	
	5	-83.693	-167.7	82.6	-84.778	-134.08	90.63	16.91	-10.54	24.19
		-53.584	-169.33		-41.189	-159.81		-5.845	-62.97	
		19.807	-16.96		51.622	1.91		13.914	-5.6	

VOILE		V2			V7			V9		
COMB	ZONE	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)
ELU	2	-456.274	-3214.71	-128.31	645.146	-4115.3	151.67	655.915	-4204.18	136.96
		-456.274	-3214.71		645.146	-4115.3		655.915	-4204.18	
		-456.274	-3214.71		26.326	-3864.39		97.137	-3953.27	
ELS	2	-334.412	-2349.51	-94.31	472.053	-3009.09	111.41	479.587	-3072.72	100.58
		-334.412	-2349.51		472.053	-3009.09		479.587	-3072.72	
		77.46	-2226.66		472.053	-3009.09		69.213	-2888.22	
G+Q+E	2	-3145.5	-6536.31	-889.81	2410.669	774.12	221.15	4459.973	1863	916.03
		-3145.5	-6536.31		-1466.563	-6792.3		-3500.799	-8008.44	
		610.844	1960.14		2410.669	774.12		897.732	2047.5	
0.8G+E	2	-3270.449	-4357.46	-865.69	4016.077	-918.34	575.9	5092.549	424.83	889.67
		-3052.923	-5837.78		-718.868	-7087.07		-972.781	-7177.16	
		2786.779	1055.51		2284.797	-780.53		5092.549	424.83	

VOILE		V2		
COMB	ZONE	M (KN.m)	N (KN)	Vmax (KN)
ELU	2	-441.018	-2991.26	-133.49
		-441.018	-2991.26	
		141.085	-2824.49	
ELS	2	-323.487	-2187.53	-98.2
		-323.487	-2187.53	
		104.26	-2064.68	
G+Q+E	2	1238.353	207.52	-205.38
		-1249.666	-4459.73	
		602.691	84.67	
0.8G+E	2	-2485.045	-2512.43	-653.54
		-1289.384	-5189.51	
		936.715	-487.86	

1- Ferrailage des poteaux

1- Introduction

Le calcul se fera en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.

❖ Recommandation du RPA 2003

A) Armature longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- 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 **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

- **Pourcentage minimal**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

poteaux (55 * 60): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 55 \times 60 = 26.4\text{cm}^2$

poteaux (50 * 55): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 50 \times 55 = 22\text{cm}^2$

poteaux (45 * 50): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 50 = 18\text{cm}^2$

poteaux (40 * 45): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 45 = 14.4\text{cm}^2$

poteaux (35 * 40): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 40 = 11.2 \text{cm}^2$

poteaux (30 * 35): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 30 \times 35 = 8.4\text{cm}^2$

- **Pourcentage maximal**

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4 %** en zone courante et **6 %** en zone de recouvrement :

- **Zone courante**

poteaux (55 * 60): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 55 \times 60 = 132\text{cm}^2$

poteaux (50 * 55): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 50 \times 55 = 110\text{cm}^2$

poteaux (45 * 50): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 50 = 90\text{cm}^2$

poteaux (40 * 45): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 45 = 72\text{cm}^2$

poteaux (35 * 40): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 40 = 56\text{cm}^2$

poteaux (30 * 35): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$

➤ **Zone de recouvrement**

poteaux (55 * 60): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 55 \times 60 = 198\text{cm}^2$

poteaux (50 * 55): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 50 \times 55 = 165\text{cm}^2$

poteaux (45 * 50): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 50 = 135\text{cm}^2$

poteaux (40 * 45): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 45 = 108\text{cm}^2$

poteaux (35 * 45): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 45 = 94.5\text{cm}^2$

poteaux (30 * 35): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$

B) Armature transversale

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'espacement (S_t) des armatures est donné par :

$$S_t \leq \min (15 \text{ cm} ; 10 \phi_1) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\phi_1 \text{ en zone courante.}$$

Ou : ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

- **Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3 \times b_0 \times S_t$**
- **Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0,8 \times b_0 \times S_t$**
- **Si $3 \leq \lambda_g \Rightarrow A_{\min} = L'$ interpolation entre les valeurs limites précédentes.**

Avec :

λ_g : élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans cas 0,7 l_0

Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 350° ayant une longueur 10 ϕ_t minimale.

➤ **Conventions**

Efforts normaux

N > 0 : compression

N < 0 : traction

2- Calcul des armatures à L'ELU

a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures

(\forall L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

Avec

$g = e + \left(\frac{h}{2} - c' \right)$ Si (N) étant un effort de compression

$g = e - \left(\frac{h}{2} - c' \right)$ Si (N) étant un effort de traction.

➤ Détermination des armatures

- Calcul du moment fictif

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A' = 0$)

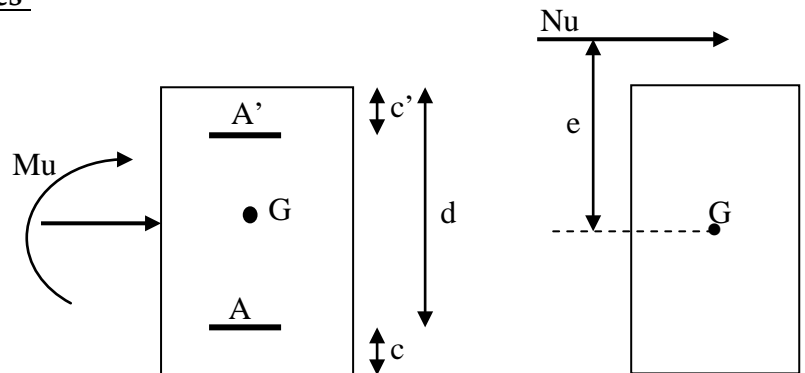


Figure 1 : Les moments exerçant sur les poteaux

- Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

- Armatures en flexion simple

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

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- Armatures en flexion composée

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C)

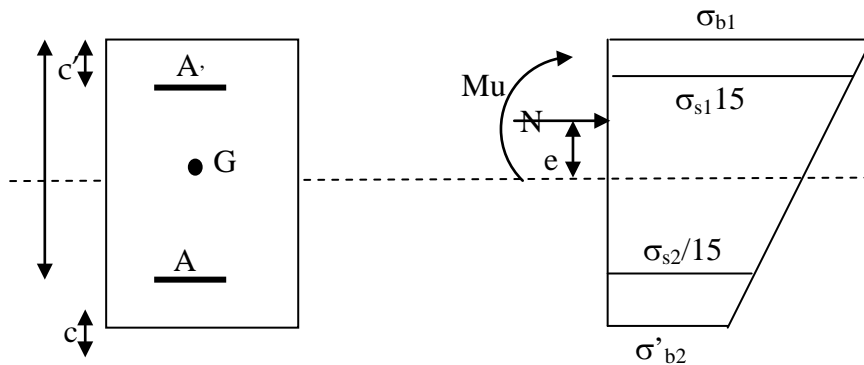


Figure 2: Disposition des contraintes (S.E.C)

La section est entièrement comprimée suivantes sont satisfaites

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \text{ on aura une S.E.C}$$

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \text{ on aura une S.P.C}$$

➤ **Détermination des armatures**

1^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.D.A$

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

2^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.S.A$

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma'_{st}}$$

$$A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\epsilon'_s = 2 + \left(3.437 - 8.437 \frac{c'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\epsilon'_s \geq \epsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

Tel que p $\epsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$

c) Section entièrement tendu (S.E.T)

$$A = \frac{N \cdot a}{\sigma(d - c')} = \frac{N \cdot a}{\sigma_{s1} \cdot Z} ; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

➤ **Compression pur (centrée)**

$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

➤ **Calcul des armatures (BAEL91/art B.8.4.1)..... [2]**

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

B_r : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.

A_s : Section d'armature

$$A_s \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

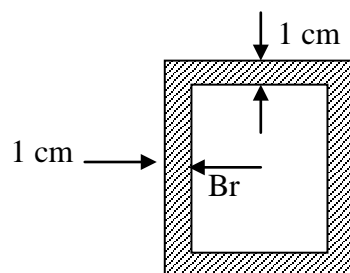


Figure 4 : La section étudiée dans le poteau

Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours "α" doit être divisé par 1,1

N_u : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

3- Exemple de Calcul des armatures longitudinales a l'ELU :

Poteau (55X60) : $M_u=25.14\text{Kn.m}$ $N_u= 2621.34 \text{ Kn}$ (effort de compression)

$$e_u = \frac{25.24 \times 10^2}{2621.34} = 0.959\text{cm} < \left(\frac{60}{2} - 2.5\right) = 27.5 \text{ cm}$$

le centre de pression est entre

les armatures donc $g = 0.959 + \left(\frac{60}{2} - 2.5\right) = 28.45\text{cm}$

$$M_f=2621.34 \times 28.45=74600.85\text{Kn.cm}$$

$$2621.34(57.5 - 2.5) - 74600.85 < (0.337(60) - 0.81(2.5)).55.60.14.17$$

$$69572.85 < 85081.63 \dots\dots\dots\text{C.V}$$

Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}} = 0.289$$

$$\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} (A'=0)$$

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f.d.\sigma_{st}} = 45.15\text{cm}^2$$

Armatures réelles

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = -30.16\text{cm}^2$$

Sens longitudinal												
nivea	secti	sollicitatio	N(Kn)	M(Kn.m)	e(cm)	h/2-c (cm)	M _f (Kn.m)	nature	OBS	A _f (cm ²)	$\frac{N}{\sigma_{st}}$ (cm ²)	A(cm ²) $A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$
s-sol RDC	55X60	Mmax	2621.34	25.14	0.959	27.5	74600.85	SPC	SSA	45.15	75.23	-30.16
		Nmin	623.38	10.984	1.76	27.5	18241.35	SPC	SSA	9.45	17.91	-8.45
		Nmax	3768.01	3.789	0.1	27.5	103999.17	SEC	SDA	_____	_____	-13.24

Sens transversale												
niveau	sectio	sollicit	N(Kn)	M(Kn.m)	e(cm)	h/2-c (cm)	M _f (Kn.m)	natur e	OBS	A _f (cm ²)	A(cm ²)	A(cm ²) $A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$
s-sol RDC	55X60	Mmax	1148.72	41.423	3.286	25	32860.3	SPC	SSA	19.45	33.00	-13.55
		Nmin	623.38	4.069	0.65	25	15991.4	SPC	SSA	9.072	17.91	-8.84
		Nmax	3768.01	0.284	0.007	25	94228.6	SEC	SDA	_____	_____	-13.06

Conclusion : La section d'armature obtenue est négative donc nous adopterons la section minimale du RPA

Tableau 1 : Les résultats du calculs des sections d'armature sont résumé dans les tableaux ci-dessous

Poteau 60X55											SECTION (cm ²)			
SENS LONGITUDINAL						SENS TRANSVERSAL					A _{min}	A _{adop}	ferrailage	
COMB	N(KN)	M(KN.m)	Nature de la section	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	N(KN)	M(KN.m)	Nature de la section	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)				
Coura	ELU	N _{cor} sp=-2621.34	M _{3max} =25.14	SPC	-15.95	0	N _{cor} sp=-1148.72	M _{2max} =41.423	SPC	-25.97	0	26.4	26.4	10HA16+4HA14 A=26.26(cm ²)
		N _{max} =-3768.01	M _{3cor} sp=-3.789	SEC	0	-6.77	N _{max} =-3768.01	M _{2cor} sp=0.284	SEC	0	-6.6			
		N _{min} =-623.38	M _{3cor} sp=-10.984	SPC	-7.78	0	N _{min} =-623.38	M _{2cor} sp=-4.069	SPC	-8.11	0			
Accidentel	G+Q± E	N _{cor} sp=-1905.14	M _{3max} =18.227	SPC	-16.80	0	N _{cor} sp=-838.08	M _{2max} =30.22	SPC	-19.75	0	26.4	26.4	
		N _{max} =-2737.46	M _{3cor} sp=-2.724	SPC	-23.71	0	N _{max} =-2737.46	M _{2cor} sp=0.185	SPC	-27.46	0			
		N _{min} =-455.11	M _{3cor} sp=-8.003	SPC	-4.41	0	N _{min} =-455.11	M _{2cor} sp=-2.976	SPC	-5.26	0			
	0.8G±E	N _{cor} sp=-1575.73	M _{3max} =14.676	SPC	-19.74	0	N _{cor} sp=-722.61	M _{2max} =26.043	SPC	-16.8	0	26.4	26.4	
		N _{max} =-2254.53	M _{3cor} sp=-1.986	SPC	-27.46	0	N _{max} =-2254.53	M _{2cor} sp=-0.046	SPC	-23.71	0			
		N _{min} =-395.23	M _{3cor} sp=-6.807	SPC	-5.06	0	N _{min} =-395.23	M _{2cor} sp=-2.626	SPC	-4.58	0			

Poteau 55X50											SECTION (cm ²)			
SENS LONGITUDINAL						SENS TRANSVERSAL					A _{min}	A _{adop}	Choix des barres	
COMB	N(KN)	M(KN.m)	Nature de la section	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	N(KN)	M(KN.m)	Nature de la section	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)				
COU	ELU	N _{cor} sp=-2133.2	M _{3max} =-41.711	SPC	-19.21	0	N _{cor} sp=-1734.57	M _{2max} =-30.387	SPC	-21.55	0	22	22	8HA 16+4HA14 A=22.24(cm ²)
		N _{max} =-3153.38	M _{3cor} sp=-1.156	SEC	0	-5.26	N _{max} =-3153.38	M _{2cor} sp=0.01	SEC	0	-4.95			
		N _{min} =-620.61	M _{3cor} sp=3.254	SPC	-8.04	0	N _{min} =-620.61	M _{2cor} sp=-6.584	SPC	-7.76	0			
ACC	G+Q± E	N _{cor} sp=-1553.53	M _{3max} =-30.291	SPC	-15.1	0	N _{cor} sp=-1264.69	M _{2max} =-22.021	SPC	-16.25	0	22	22	
		N _{max} =-2291.81	M _{3cor} sp=-0.893	SPC	-22.91	0	N _{max} =-2291.81	M _{2cor} sp=0.039	SPC	-22.82	0			
		N _{min} =-454.41	M _{3cor} sp=2.385	SPC	-5.25	0	N _{min} =-454.41	M _{2cor} sp=-4.735	SPC	-5.09	0			
	0.8G± E	N _{cor} sp=-1313.94	M _{3max} =-24.834	SPC	-13.18	0	N _{cor} sp=-1083.1	M _{2max} =-17.631	SPC	-14.13	0	22	22	
		N _{max} =-1895.59	M _{3cor} sp=-1.225	SPC	-19.83	0	N _{max} =-1895.59	M _{2cor} sp=0.326	SPC	-19.77	0			
		N _{min} =-406.7	M _{3cor} sp=2.157	SPC	-4.71	0	N _{min} =-406.7	M _{2cor} sp=-3.457	SPC	-4.61	0			

Poteau 50X45											SECTION (cm ²)							
SENS LONGITUDINAL						SENS TRANSVERSAL												
COMB	N(KN)	M(KN.m)	Nature de la section	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	N(KN)	M(KN.m)	Nature de la section	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	A _{min}	A _{adopt}	Choix des barres					
COU	ELU	N _{corisp} =-1174.51	M _{3max} =57.197	SPC	-9.51	0	N _{corisp} =-1179.42	M _{2max} =35.886	SPC	-13.73	0	18	18	8HA16+2HA14 A=19.26 (cm ²)				
		N _{max} =-2387.71	M _{3corisp} =3.103	SEC	0	-6.55	N _{max} =-2387.71	M _{2coresp} =-2.022	SEC	0	-6.28							
		N _{min} =-377.67	M _{3corisp} =1.617	SPC	-4.96	0	N _{min} =-377.67	M _{2coresp} =-9.186	SPC	-4.37	0							
ACC	G+Q± E	N _{corisp} =-855.89	M _{3max} =41.448	SPC	-7.15	0	N _{corisp} =-859.63	M _{2max} =26.007	SPC	-9.44	0	18			18	8HA16+2HA14 A=19.26 (cm ²)		
		N _{max} =-1738.6	M _{3corisp} =2.169	SPC	-17.52	0	N _{max} =-1738.6	M _{2coresp} =-1.425	SPC	-17.43	0							
		N _{min} =-276.71	M _{3corisp} =1.189	SPC	-3.22	0	N _{min} =-276.71	M _{2coresp} =-6.659	SPC	-2.86	0							
	0.8G± E	N _{corisp} =-728.87	M _{3max} =33.168	SPC	-6.37	0	N _{corisp} =-733.46	M _{2max} =20.834	SPC	-8.15	0	18					18	8HA16+2HA14 A=19.26 (cm ²)
		N _{max} =-1467.91	M _{3corisp} =1.002	SPC	-15.43	0	N _{max} =-1467.91	M _{2coresp} =-0.773	SPC	-15.33	0							
		N _{min} =-249.29	M _{3corisp} =-5.344	SPC	-2.9	0	N _{min} =-249.29	M _{2coresp} =1.112	SPC	-2.63	0							

Poteau 45X40											SECTION (cm ²)							
SENS LONGITUDINAL						SENS TRANSVERSAL												
COMB	N(KN)	M(KN.m)	Nature de la section	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	N(KN)	M(KN.m)	Nature de la section	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	A _{min}	A _{adopt}	Choix des barres					
COU	ELU	N _{corisp} =-763.86	M _{3max} =66.162	SPC	-9.11	0	N _{corisp} =-774.83	M _{2max} =43.958	SPC	-8.99	0	14.4	14.4	6HA16+2HA14 A=15.14 (cm ²)				
		N _{max} =-1680.43	M _{3corisp} =5.298	SPC	0	-14.87	N _{max} =-1680.43	M _{2coresp} =-2.987	SEC	0	-14.78							
		N _{min} =-211.13	M _{3corisp} =0.63	SPC	-2.81	0	N _{min} =-211.13	M _{2coresp} =-10.851	SPC	-1.96	0							
ACC	G+Q± E	N _{corisp} =-556.46	M _{3max} =-154.51	SPC	-3.15	0	N _{corisp} =-564.56	M _{2max} =31.877	SPC	-3.99	0	14.4			14.4	6HA16+2HA14 A=15.14 (cm ²)		
		N _{max} =-1223.79	M _{3corisp} =3.796	SPC	-12.43	0	N _{max} =-1223.79	M _{2coresp} =-2.138	SPC	-1.29	0							
		N _{min} =-154.51	M _{3corisp} =0.465	SPC	-1.81	0	N _{min} =-154.51	M _{2coresp} =-7.871	SPC	-6.08	0							
	0.8G± E	N _{corisp} =-472.25	M _{3max} =38.611	SPC	-2.92	0	N _{corisp} =-480.05	M _{2max} =25.711	SPC	-5.22	0	14.4					14.4	6HA16+2HA14 A=15.14 (cm ²)
		N _{max} =-1035.08	M _{3corisp} =2.644	SPC	-10.90	0	N _{max} =-1035.08	M _{2coresp} =-1.463	SPC	-10.88	0							
		N _{min} =-137.59	M _{3corisp} =0.444	SPC	-1.61	0	N _{min} =-137.59	M _{2coresp} =-6.366	SPC	-8.99	0							

Poteau 40X35											SECTION (cm ²)							
SENS LONGITUDINAL						SENS TRANSVERSAL					SECTION (cm ²)							
COMB	N(KN)	M(KN.m)	Nature de la section	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	N(KN)	M(KN.m)	Nature de la section	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	A _{min}	A _{adop} _t	Choix des barres					
COU	ELU	N _{corsp} =-376.52	M _{3max} =64.76	SPC	1.1	0	N _{corsp} =-383.91	M _{2max} =46.947	SPC	0.05	0	11.2	11.2	6HA14+2HA12 A=11.5 (cm ²)				
		N _{max} =-1076.2	M _{3corsp} =6.725	SPC	-10.38	0	N _{max} =-1076.2	M _{2coresp} =-3.402	SPC	-0.45	0							
		N _{min} =-60.67	M _{3corsp} =-4.618	SPC	-0.47	0	N _{min} =-60.67	M _{2coresp} =-4.178	SPC	-4.37	0							
ACC	G+Q± E	N _{corsp} =-274.38	M _{3max} =46.968	SPC	0.26	0	N _{corsp} =-279.8	M _{2max} =34.057	SPC	-2.89	0	11.2			11.2	6HA14+2HA12 A=11.5 (cm ²)		
		N _{max} =-783.5	M _{3corsp} =4.832	SPC	-7.07	0	N _{max} =-783.5	M _{2coresp} =-2.436	SPC	-8.05	0							
		N _{min} =-44.67	M _{3corsp} =-3.359	SPC	-0.31	0	N _{min} =-44.67	M _{2coresp} =-3.034	SPC	-0.29	0							
	0.8G± E	N _{corsp} =-233.69	M _{3max} =37.945	SPC	0.01	0	N _{corsp} =-238.65	M _{2max} =27.588	SPC	-2.48	0	11.2					11.2	6HA14+2HA12 A=11.5 (cm ²)
		N _{max} =-660.3	M _{3corsp} =3.485	SPC	-6.94	0	N _{max} =-660.3	M _{2coresp} =-1.682	SPC	-0.31	0							
		N _{min} =-42.19	M _{3corsp} =-2.81	SPC	-0.31	0	N _{min} =-42.19	M _{2coresp} =-2.49	SPC	-0.29	0							

Poteau 35X30											SECTION (cm ²)							
SENS LONGITUDINAL						SENS TRANSVERSAL					SECTION (cm ²)							
COMB	N(KN)	M(KN.m)	Nature de la section	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	N(KN)	M(KN.m)	Nature de la section	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	A _{min}	A _{ado} _p	Choix des barres					
COU	ELU	N _{corsp} =-121.19	M _{3max} =52.535	SPC	3.62	0	N _{corsp} =-122.21	M _{2max} =44.678	SPC	-1.11	0	8.4	8.4	8HA12 A=9.05 (cm ²)				
		N _{max} =-421.74	M _{3corsp} =6.311	SPC	-4.49	0	N _{max} =-421.74	M _{2coresp} =-2.895	SPC	-4.73	0							
		N _{min} =28.6	M _{3corsp} =-3.178	SPC	-0.1	0	N _{min} =28.6	M _{2coresp} =-3.016	SPC	-0.07	0							
ACC	G+Q± E	N _{corsp} =-88.68	M _{3max} =38.109	SPC	2.08	0	N _{corsp} =-89.41	M _{2max} =32.418	SPC	-0.73	0	8.4			8.4	8HA12 A=9.05 (cm ²)		
		N _{max} =-307.44	M _{3corsp} =4.54	SPC	-3.08	0	N _{max} =-307.44	M _{2coresp} =-2.072	SPC	-3.22	0							
		N _{min} =20.59	M _{3corsp} =-2.311	SPC	-0.07	0	N _{min} =20.59	M _{2coresp} =-2.191	SPC	-0.04	0							
	0.8G± E	N _{corsp} =-78.9	M _{3max} =30.85	SPC	1.57	0	N _{corsp} =-79.39	M _{2max} =26.327	SPC	-0.67	0	8.4					8.4	8HA12 A=9.05 (cm ²)
		N _{max} =-262.81	M _{3corsp} =3.324	SPC	-2.71	0	N _{max} =-262.81	M _{2coresp} =-1.418	SPC	-2.82	0							
		N _{min} =15.28	M _{3corsp} =-1.921	SPC	-0.03	0	N _{min} =15.28	M _{2coresp} =-1.799	SPC	-0.02	0							

3- Armature transversale

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe Longitudinal.

3.1- Espacement des armatures transversales :

3.2 .a- Selon le BAEL :

$$S_t \leq \min \left\{ 15\Phi_1^{\min}; 40\text{cm}; (a+10) \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ 18 ; 40\text{cm}; (30+10) \text{ cm} \right\} \quad S_T \leq 18\text{cm}$$

3.2.b- Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ 10\Phi_1 ; 15\text{cm} \right\} \quad S_t \leq 12\text{cm}$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_1 \quad S_t \leq 18\text{cm}$

Conclusion :

On adopte : **$S_T = 10 \text{ cm}$ en zone nodale**
 $S_T = 15 \text{ cm}$ en zone courante

3.3- La section d'armatures transversales :

3.3.1- Selon BAEL 91 (Art A8.1.3)

Le diamètre des armatures transversales est ou moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_{l\min}}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{mm} \quad \Phi_t = 8\text{mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par un cadre en $\Phi 8$
 Donc $A_t = 1.01\text{cm}^2$

3.3.2- Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

S_t : espacement des armatures transversales

h_1 : hauteur de la section brute

f_e : contraintes limites élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

3.3- Calcul de λ_g : BAEL 91 (Art: B8.4.1)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}$$

3.3.1- Poteaux 60x55 (S-Sol et RDC) :

Avec : l_f : longueur de flambement

i : Rayon de giration

$T_u^{\max} = 29.37 \text{Kn}$

	$l_f = 0.707 l_0$ (m)	$I = \frac{b \times h^3}{12}$ (m ⁴)	$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$	$\lambda_g = \frac{l_f}{i}$	ρ_a	$A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times l \times f_e} \times S_t$ (mm ²)	
						Zone courante ST = 15 cm	Zone nodal ST = 10 cm
$l_0 = 4.08 \text{m}$	2.88	_____	_____	5.26	$\lambda_g > .5$ \downarrow $\rho_a = 2.5$	$A_t = \frac{2.5 \times 29.37 \times 1000}{60 \times 400} \times 15 =$ 45.89 mm²	$A_t = \frac{2.5 \times 29.37 \times 1000}{60 \times 400} \times 10 =$ 30.59 mm²
$b = 0.55 \text{cm}$	_____	0.099	0.547				
$h = 0.60 \text{cm}$	_____	_____					
$S = b \times h = 0.33 \text{m}$	_____	_____					

3.3.2- Poteaux (1^{ere} au 14^{eme} etage):

l_0 (m)	b(m)	h(m)	S(m ²)	l_f (m)	V_{\max} (KN)	I (m ⁴)	i	ρ_a	λ_g	A_t (mm ²)	
										ST = 15 cm	ST = 10cm
3.06	0.5	0.55	0.275	2.163	58.79	0.0069	0.159	2.5	13.63	100.21	66.80
3.06	0.45	0.50	0.225	2.163	67.29	0.0047	0.144	2.5	14.99	126.16	84.11
3.06	0.40	0.45	0.18	2.163	66.81	0.0031	0.13	2.5	16.65	139.19	92.79
3.06	0.35	0.40	0.14	2.163	61.08	0.0017	0.12	2.5	18.74	143.15	95.43
3.06	0.30	0.35	0.105	2.163	66.61	0.0011	0.10	2.5	21.41	178.42	118.95

Conclusion :

On opte pour : $A_T = 2.02 \text{cm}^2 = 4\text{HA}8$ Soit deux cadre de $\Phi 8$ pour tout les poteaux.

3.4- Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :

Pour $\lambda_g > 5$ la quantité des armatures transversales est donnée comme suit :

poteaux	$A_t^{min} = 0.3\%S_t \times b \text{ (cm}^2\text{)}$			OBS	
	zone courante ($S_T = 15 \text{ cm}$)	zone nodale ($S_T = 10\text{cm}$)	A_{ad} (cm^2)	Z.courante	Z.nodale
60X55	2.475	1.65	2.02	C.N.V	C.V
55X50	2.25	1.5	2.02	C.N.V	C.V
50X45	2.025	1.35	2.02	C.V	C.V
45X40	1.8	1.2	2.02	C.V	C.V
40X35	1.575	1.05	2.02	C.V	C.V
35X30	1.35	0.9	2.02	C.V	C.V

Conclusion :

On adoptera $A_t = 2.02\text{cm}^2 = 4\text{HA8}$ Soit deux cadre de $\Phi 8$

pour les poteaux (50x45 ; 45x40 ; 40x35 ; 35x30) en zone courante et nodale.

On adoptera $A_t = 3.03\text{cm}^2 = 6\text{HA8}$ soit trois cadres de $\Phi 8$.

pour les poteaux (60x55 ; 55x50)

3.5- Longueur de recouvrement :

Pour le $\Phi 20 \Rightarrow L = 40\Phi_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

Pour le $\Phi 16 \Rightarrow L = 40\Phi_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\Phi 14 \Rightarrow L = 40\Phi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour le $\Phi 12 \Rightarrow L = 40\Phi_1 = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$

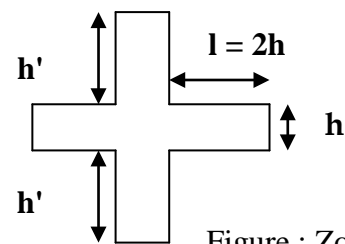


Figure : Zone nodale

3.6- Détermination de la zone nodale :

poteaux	$h' = \max(h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$	
60X55	$h' = \max(408-40/6 ; 55 ; 60 ; 60\text{cm})$	$h' = 61\text{cm}$
55X50	$h' = \max(306-40/6 ; 50 ; 55 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$
50X45	$h' = \max(306-40/6 ; 45 ; 50 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$
45X40	$h' = \max(306-40/6 ; 40 ; 45 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$
40X35	$h' = \max(306-40/6 ; 35 ; 40 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$
35X30	$h' = \max(306-40/6 ; 30 ; 35 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$

3.7- Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

4- Vérification des contraintes tangentielles : (Art 7.4.3.2 RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{ub} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \quad \text{si } \lambda_g > 5 \\ \rho_d = 0.04 \quad \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075 \quad \overline{\tau_{bu}} = 0.075 \times 25 = \mathbf{1.875 \text{ Mpa}}$$

poteaux	b(cm)	d(cm)	T _u (KN)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPA)	$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bxd}$ (MPA)	$\tau_{bu} < \overline{\tau_{bu}}$
60X55	550	525	29.37	1.875	0.102	C.V
55X50	500	475	58.79	1.875	0.247	C.V
50X45	450	425	67.29	1.875	0.352	C.V
45X40	400	375	66.81	1.875	0.445	C.V
40X35	350	325	61.08	1.875	0.537	C.V
35X30	300	275	66.61	1.875	0.807	C.V

4.1 Conclusion

Les contraintes tangentielles sont vérifiées

5- Vérification à l'ELS

5.1- Etat limite de compression du béton

La vérification de nos poteaux à l'ELS consiste à démontrer que la contrainte maximale dans le béton $\overline{\sigma_{bc}}$ et au plus égales aux contraintes admissible $\overline{\sigma_{bc}}$. Le calcul des contraintes du béton se fera dans les deux directions x-x et y-y

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ Mpa}}$

Le calcul des contraintes du béton se fera dans les deux directions

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b.h + 15(A + A') \Rightarrow$ Section total homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b.h^2}{2} + 15(A.c' + A'.d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 = moment d'inertie de la section homogène.

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

On doit vérifier que

a) Section entièrement comprimée S.E.C

a-1) Calcul des contraintes dans le béton

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C

$$\sigma_{bc} = K.y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15.K.(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348\text{MPa}$$

Avec $K = \frac{N_{ser}}{S}$; $S = \frac{b}{2}.y_{ser} + 15[A'.(y_{ser} - c') - A.(d - y_{ser})]$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p.y_c + q = 0$$

$$p = -3.c^3 - \frac{90.A'}{b} (c - c') + \frac{90.A}{B} .(d - c)^2$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90A'}{b} (c - c') + \frac{90A}{B} .(d - c)^2.$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27}$$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

Si : $\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3.q}{2.p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$ Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a.co\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a.co\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a.co\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

Vérification a L'ELS

Tableau 3 : Les résultats de vérification des contrainte (sens longitudinal)

Vérification des contraintes a L'ELS Sens longitudinal										
Niv	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (cm)	h/6 cm	Nature	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	Obs
14 13	35X30	Mmax	88.68	38.109	0.429	5.83	S.E.C	6.67	15	C.V
		Nmin	20.59	2.311	0.112		S.E.C	0.19		C.V
		Nmax	307.44	4.54	0.014		S.E.C	2.79		C.V
12 11 10	35X40	Mmax	274.38	46.968	0.171	6.66	S.E.C	5.37	15	C.V
		Nmin	44.67	3.359	0.075		S.E.C	0.30		C.V
		Nmax	783.5	4.832	0.0061		S.E.C	1.87		C.V
09 08 07	40X45	Mmax	556.46	47.969	0.086	7.5	S.E.C	2.97	15	C.V
		Nmin	154.51	0.465	0.003		S.E.C	0.81		C.V
		Nmax	1223.79	3.796	0.003		S.E.C	6.47		C.V
06 05 04	45x50	Mmax	855.89	41.448	0.048	8.33	S.E.C	3.67	15	C.V
		Nmin	276.71	1.189	0.004		S.E.C	1.182		C.V
		Nmax	1738.6	2.169	0.0012		S.E.C	7.42		C.V
03 02 01	50X55	Mmax	1553.53	30.291	0.019	9.16	S.E.C	5.42	15	C.V
		Nmin	454.41	2.385	0.0052		S.E.C	1.58		C.V
		Nmax	2291.81	0.893	0.00038		S.E.C	7.98		C.V
RDC S-SOL	55X60	Mmax	1905.14	18.227	0.0095	10	S.E.C	5.52	15	C.V
		Nmin	455.11	8.003	0.0175		S.E.C	1.32		C.V
		Nmax	2737.46	2.724	0.00099		S.E.C	7.93		C.V

Tableau4: Les résultats de vérification des contrainte (sens transversal)

Vérification des contraintes a L'ELS Sens transversal										
Niv	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (cm)	h/6 cm	Nature	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	Obs
14 13	35X30	Mmax	89.41	32.418	0.362	5.83	S.E.C	0.87	15	C.V
		Nmin	20.59	2.191	0.106		S.E.C	0.19		C.V
		Nmax	307.44	2.072	0.0067		S.E.C	2.79		C.V
12 11 10	35X40	Mmax	279.8	34.057	0.121	6.66	S.E.C	1.94	15	C.V
		Nmin	44.67	3.034	0.0679		S.E.C	0.3		C.V
		Nmax	783.5	2.436	0.0031		S.E.C	5.33		C.V
09 08 07	40X45	Mmax	564.56	31.877	0.056	7.5	S.E.C	3.01	15	C.V
		Nmin	154.51	7.871	0.05		S.E.C	0.82		C.V
		Nmax	1223.79	2.138	0.0017		S.E.C	6.47		C.V
06 05 04	45x50	Mmax	859.63	26.007	0.03	8.33	S.E.C	3.68	15	C.V
		Nmin	276.71	6.659	0.024		S.E.C	1.18		C.V
		Nmax	1738.6	1.425	0.0008		S.E.C	7.42		C.V
03 02 01	50X55	Mmax	1264.69	22.021	0.0174	9.16	S.E.C	4.41	15	C.V
		Nmin	454.41	4.735	0.0104		S.E.C	1.58		C.V
		Nmax	2291.81	0.039	0		S.E.C	7.98		C.V
RDC S-SOL	55X60	Mmax	838.08	30.22	0.036	10	S.E.C	2.43	15	C.V
		Nmin	455.11	2.976	0.0065		S.E.C	1.31		C.V
		Nmax	2737.46	0.185	0		S.E.C	7.93		C.V

❖ **Vérification contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA 2003).... [1]**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 5.26 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$
 $\bar{\tau}_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

poteaux	b(cm)	d(cm)	T _u (KN)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bxd}$ (MPa)	$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$
60X55	550	525	-12.99	1.875	0.045	C.V
55X50	500	475	-20.97	1.875	0.088	C.V
50X45	450	425	28.49	1.875	0.149	C.V
45X40	400	375	32.71	1.875	0.218	C.V
40X35	350	325	31.73	1.875	0.279	C.V
35X30	300	275	-32.45	1.875	0.393	C.V

❖ Les contraintes tangentielles sont admissibles.

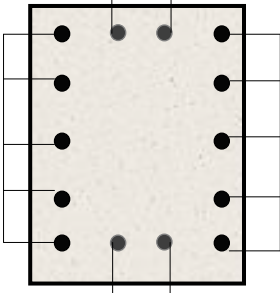
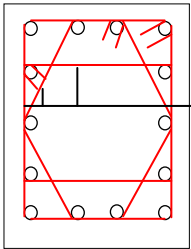
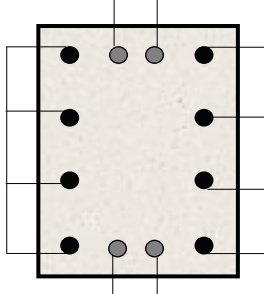
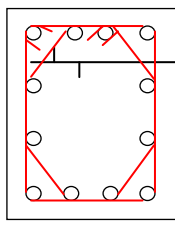
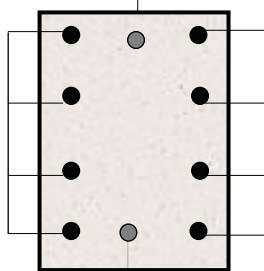
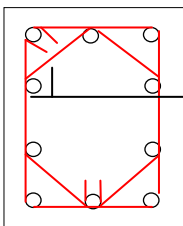
Conclusion :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Tableau 5 : Résultats de ferrailage des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adopté
13,14	30X35	26.4	10HA16+4HA14 =26.26
10, 11,12	35X40	22	8HA16+4HA14 = 22.24
7, 8,9	40X45	18	8HA16+2HA14 = 19.16
4, 5,6	45X50	14.4	6HA16+2HA14 = 15.14
1, 2,3	50X55	11.2	6HA14+2HA12 = 11.50
RDC, S-SOL	55X60	8.4	8HA12=9.05

Disposition des armatures :

poteaux	Disposition des armatures longitudinales	Disposition des cadres dans les poteaux
60X55	<p style="text-align: center;">2HA14</p>  <p style="text-align: center;">2HA14</p>	 <p style="text-align: right;">3 cadres en HA8</p>
55X50	<p style="text-align: center;">2HA14</p>  <p style="text-align: center;">2HA14</p>	 <p style="text-align: right;">2 cadres en HA8</p>
45X50	<p style="text-align: center;">1HA14</p>  <p style="text-align: center;">1HA14</p>	 <p style="text-align: right;">2 cadres en HA8</p>

<p>40X45</p>	<p>3HA16</p> <p>3HA16</p> <p>1HA14</p> <p>1HA14</p>	<p>2 cadres en HA8</p>
<p>35X40</p>	<p>3HA14</p> <p>3HA14</p> <p>1HA12</p> <p>1HA12</p>	<p>2 cadres en HA8</p>
<p>30X35</p>	<p>1HA12</p> <p>1HA12</p> <p>1HA12</p> <p>1HA12</p>	<p>2 cadres en HA8</p>

Remarque :

Les crochets ont une longueur de 8cm.

2- Ferrailage des poutres

1- Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

➤ Les combinaisons de calcul

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- * $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- * $G+Q$à l'ELS
- * $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003
- * $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003

➤ Recommandations du RPA

❖ Pourcentage total minimum

$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h)$, en toute section.

Poutres principales PP (30x40) : $A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires PS (25x35) : $A_{\min} = 4.37 \text{ cm}^2$

❖ Pourcentage total maximum

$A_{\max} = 4 \% (b \times h) \rightarrow$ En zone courante,

$A_{\max} = 6 \% (b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

• Poutres principales PP (30x40)

- Zone courante : **$A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$**

- Zone de recouvrement : **$A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$**

• Poutres secondaires PS (25X35)

- Zone courante : **$A_{\max} = 35 \text{ cm}^2$**

- Zone de recouvrement : **$A_{\max} = 52.5 \text{ cm}^2$**

2- Etapes de calcul de ferrailage

1) **Calcul du moment réduit « μ »**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

2) **Calcul du moment réduit limite « μ_1 »**

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

➤ **1er cas** : $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

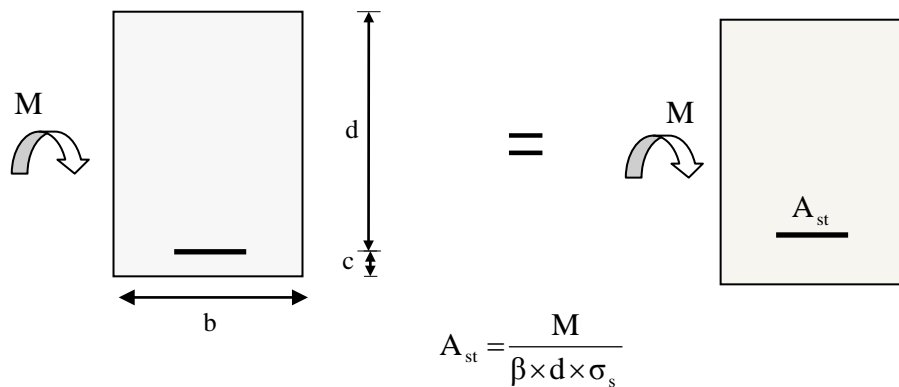


Figure1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

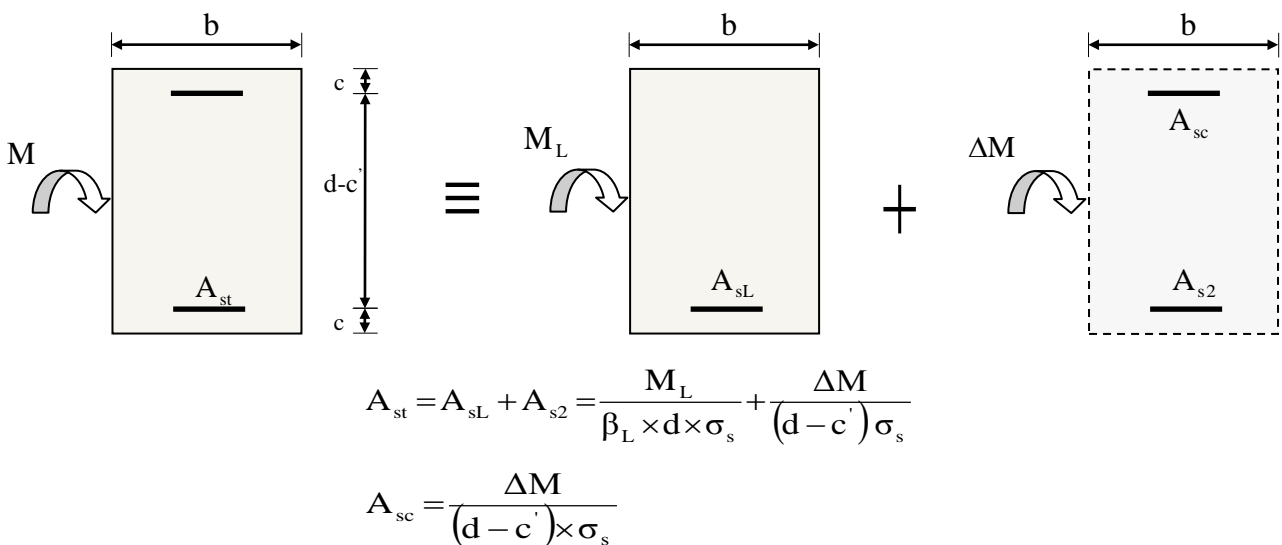


Figure2 : Disposition des armatures SDA

3- Ferrailage des poutres

Après avoir extrait les moments, nous avons ferrailé comme suit on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopte adopter leur ferrailage.

Note :

En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elU} : Moment max à l'ELU

M_{acc} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

3.1 Etudes des poutres principales

Tableau1 : Ferrailage des poutres principales

Poutre		M_{elU} (kn.m)	A_{elU} (cm ²)	M_{acc} (kn.m)	A_{acc} (cm ²)	$A_{min RPA}$ (cm ²)	Ferrailage	A_S adopté (cm ²)
Plancher Sous-sol	appuie	-21.368	1.66	-15.461	1.04	6.00	3HA12	6.79
	travée	21.682	1.69	15.688	1.05		3HA12	
Plancher Étage Courant	appuie	-40.947	3.25	-29.703	2.01	6.00	3HA12	6.79
	travée	34.239	2.70	24.835	1.69		3HA12	
Plancher Terrasse	appuie	-82.675	6.84	-59.988	4.17	6.00	3HA14+2HA12 en chapeaux	11.5
	travée	53.749	4.33	39.267	2.67		3HA14	

❖ **Conclusion**

Les poutres principales seront ferrillées comme suit :

Sous-sol

Lit inferieur : 3HA12 filantes

Lit supérieur : 3HA12 filantes

Du RDC au 13^{em} étage

Lit inferieur : 3HA12 filantes

Lit supérieur : 3HA12 filantes

Terrasse

Lit inferieur : 3HA14 filantes

Lit supérieur : 3HA14 filantes +2HA12 en chapeaux

3.2- Vérifications des sections minimales pour les poutres principales

❖ **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2/BAEL91)..... [2]

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37.5 \times 2,1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux** (Art 7.5.2.1/RPA2003).....[2]

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Vérification des sections totales minimum

Poutre principale du sous-sol :	$A_s = 06.79 \text{ cm}^2$	}	> $A_{\min \text{ RPA}} = 6.00 \text{ cm}^2$ $A_{\min \text{ BAEL}} = 1.35 \text{ cm}^2$
Poutre principale du RDC au 13 ^{eme} étage :	$A_s = 06.79 \text{ cm}^2$		
Poutre principale du plancher terrasse :	$A_s = 11.5 \text{ cm}^2$		

Les sections minimales d'acier exigées par le RPA et le BAEL sont vérifiées

4- Etudes des poutres secondaires

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA exige des **armatures symétriques** avec une section **en travée** au moins égale à **la moitié de la section sur appui**

Poutre		M _{elu} (kn.m)	A _{elu} (cm ²)	M _{acc} (kn.m)	A _{acc} (cm ²)	A _{min tot} (cm ²)	Ferrailage	A _s adopté (cm ²)
Plancher Sous-sol	appuie	-29.338	2.70	-24.721	1.97	4.37	3HA12	06.79
	travée	25.678	2.37	19.35	1.53		3HA12	
Plancher Étage Courant	appuie	-69.062	6.83	-86.96	7.41	04.37	3HA14+3HA12 en chapeaux	12.63
	travée	30.388	2.80	27.158	2.16		3HA14	
Plancher Terrasse	appuie	-57.683	5.57	-66.041	5.47	4.37	3HA14+2HA10 en chapeaux	10.81
	travée	45.686	4.32	23.713	1.89		3HA14	

Conclusion

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit :

Sous-sol :

Lit inférieur : **3HA12 filantes**

Lit supérieur : **3HA12 filantes**

Du RDC au 13^{ème} étage

Lit inférieur : **3HA14 filante**

Lit supérieur : **3HA14 filantes +3HA12 en chapeaux**

Terrasse :

Lit inférieur : **3HA14 filantes**

Lit supérieur : **3HA14 filantes+3HA10 en chapeaux**

4.1- Vérifications des sections minimales pour les poutres secondaires

❖ **Condition de non fragilité** : (Art A.4.2/BAEL91).....[2]

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 32,5 \times 2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux** :(Art 7.5.2.1/RPA2003).....[2]

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 25 \times 35 = 0,437 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Vérification des sections totales minimum

$$\left. \begin{array}{l} \text{Poutre secondaire du sous-sol : } A_s=06.78 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire du RDC au 13}^{\text{eme}} \text{ étage : } A_s=12.63 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire du plancher terrasse : } A_s=10.81 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} > \begin{array}{l} A_{\text{min BAEL}} = 0.98 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{min RPA}} = 4.37 \text{ cm}^2 \end{array}$$

La section en travée est au moins égale à la moitié de la section sur appui (selon le RPA)

$$\begin{array}{l} \text{Poutre secondaire du sous-sol : } A_{s \text{ travée}} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 50\% A_{s \text{ appui}} = 1.69 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire du RDC au 13}^{\text{eme}} \text{ étage : } A_{s \text{ travée}} = 4.62 \text{ cm}^2 \geq 50\% A_{s \text{ appui}} = 4.00 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire du plancher terrasse : } A_{s \text{ travée}} = 4.62 \text{ cm}^2 \geq 50\% A_{s \text{ appui}} = 3.09 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Les sections minimales d’acier exigées par le RPA et le BAEL sont vérifiées

5- Vérification à l’ELU :

5.1- Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles (BAEL91.art A.5.1)..... [2]

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l’effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

Poutres principales PP

$$\tau_u = \frac{88.71 \times 10^3}{300 \times 375} = 0,78 \text{MPa}$$

Poutres secondaire PS

$$\tau_u = \frac{66.15 \times 10^3}{300 \times 375} = 0,58 \text{MPa}$$

5.2- Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)..... [2]

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte T_u doit vérifier la relation suivante :

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right\} = 3,33 \text{Mpa}$$

Poutres principales PP : $\tau_u = 0.78 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$ C.V

Poutres secondaires PS : $\tau_u = 0.58 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$ C.V

5.2- Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (BAEL91art 5.1.32).... [2]

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales PP :

$$T_u = 88.71 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9 \times 0,375 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 880,43 \text{KN}$$

Poutres secondaires PS :

$$T_u = 66.15 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9 \times 0,325 \times 0,25 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 635,86 \text{KN}$$

5.3- Influence de l'effort tranchant sur les armatures

➤ **Appuis de rive :** (Art 5.1.31 / BAEL91)..... [2]

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 .

Poutres principales PP

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{88.71 \cdot 10^3}{348.100} = 2.04 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \mathbf{6,79 \text{cm}^2}$$

Poutres secondaires PS

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{66.15 \cdot 10^3}{348.100} = 2,14 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \mathbf{6.79 \text{cm}^2}$$

➤ **Appuis intermédiaire :** (Art 5.1, 32 / BAEL91).....[2]

Lorsqu'au droit d'un appui l'effort tranchant T_u est supérieur à $\frac{M_u}{0.9 \times d}$, on doit

prolonger les armatures au-delà de l'appui et y ancrer une section d'armature supérieur à :

$$A_s \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1}{f_{su}}$$

Poutres principales PP

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(88.71 - \frac{82.675}{0.9 \times 0.375} \right) \times \frac{1}{f_{su}} = -0.44 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \mathbf{6.79 \text{cm}^2}.$$

Poutres secondaires PS

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(66.15 - \frac{86.96}{0.9 \times 0.325} \right) \times \frac{1}{f_{su}} = -0.66 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \mathbf{6.79 \text{ cm}^2}.$$

5.4- Vérification de l'entraînement des barres : (BAEL91 art. A6.13).....[2]

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{Mpa.}$$

U_i : périmètre utile des barres.

Poutres principales PP1: 3HA12 → $U_i = 11.30 \text{cm.}$

$$\tau_{se} = \frac{88.71}{0.9 \times 375 \times 11.30} = 2.32 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Poutres secondaires PS: 3HA12 → $U_i = 11.30 \text{cm.}$

$$\tau_{se} = \frac{66.15}{0.9 \times 325 \times 11.30} = 2.00 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

5.5-Longueur de scellement droit des barres

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :
 $\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa.}$

Pour les HA12 : $l_s = 45.00 \text{ cm.}$

Pour les HA14 : $l_s = 50.00 \text{ cm.}$

Pour les HA16 : $l_s = 60.00 \text{ cm.}$

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.Ls** pour les aciers H.A

Pour les HA12 : $l_s = 18.00 \text{ cm.}$

Pour les HA14 : $l_s = 20.00 \text{ cm.}$

Pour les HA16 : $l_s = 25.00 \text{ cm.}$

5.6-Calcul des armatures transversales

a) Poutres principales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

Φ_1 : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

$$\Phi_t \leq \min(11,42\text{mm}, 10\text{mm}, 30\text{mm}) = 10.00\text{mm}$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$

On optera pour un **cadre** et un **étrier** ($A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$)

b) Poutres secondaires

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 10\text{mm}, 25\text{mm}) = 10.00\text{mm}$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

On optera pour un **cadre** et un **étrier** ($A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$)

5.7-Condition d'espacement de construction correcte : (Art A.5.1, 22 / BAEL91)

$$S_{t \max} \leq \min(0, 9d ; 40\text{cm})$$

PP: $S_t \leq \min(33.75; 40\text{cm}) = 33.75 \text{ cm.}$

PS: $S_t \leq \min(29.25 ; 40\text{cm}) = 29.25 \text{ cm}$

5.8- Condition d'espacement a l'ELU (A5.1.23/BAEL91)

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (Art.A.5.1,232 / BAEL91)....[2]

$$S_t \leq \frac{A_{st} \cdot 0,9 f_e}{(\tau_s - 0,3 K_{ft} \cdot \gamma_s) b \cdot \gamma_s}$$

PP: $S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(0.78 - 0.3 \times 1 \times 2.1) 1.15 \times 30} = 139.2\text{cm}$

PS: $S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(0.58 - 0.3 \times 2.1) 1.15 \times 25} = 50.33\text{cm}$

5.9- Condition de section et d'espacement Art 5.1.22

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b}$$

PP: $S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$

PS: $S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 25} = 80.4 \text{ cm}$

Espacement calculé a l'ELU :

PP: $S_t = \min (33.75 , 30.94 , 33.66) = 30.94 \text{ cm}$

PS: $S_t = \min (29.25 , 25.78 , 40.4) = 25.78 \text{ cm}$

5.10- Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003).....[2]

➤ **Poutres principales**

Zone nodale

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min \left(\left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right) = \min (10\text{cm} ; 14.4\text{cm}) = 10\text{cm}$$

On opte pour **$S_{t\max} = 10 \text{ cm}$** .

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}. \quad \text{On opte pour } S_{t\max} = 15\text{cm}$$

➤ **Poutres secondaires**

Note : Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toutes leurs longueurs ; on se doit de maintenir un écartement constant des armatures transversales.

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min \left(\left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right) = \min (8.75 \text{ cm} ; 14.4\text{cm}) = 8.75 \text{ cm}$$

On opte pour **$S_t = 8 \text{ cm}$**

Conclusion : Les espacements retenus sont :

PP: Zone nodale : $S_t = \min (S_t^{ELU}, S_t^{RPA}) = (30.94 , 10) = S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante: $S_t = \min (S_t^{ELU}, S_t^{RPA}) = (30.94 , 15) = S_t = 15 \text{ cm}$

PS: $S_t = \min (S_t^{ELU}, S_t^{RPA}) = (25.78 , 8) = S_t = 8 \text{ cm}$

5.11- Délimitation de la zone nodale

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales PP : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$.

Poutres principales PS : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

5.12- Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

Poutre principale :

Zone nodale : $A_{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \text{C.V}$

Zone courante : $A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \text{C.V}$

Poutre secondaire :

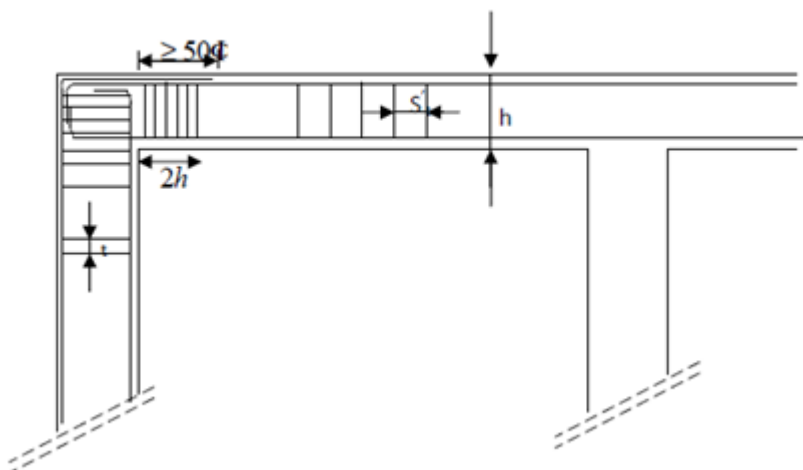
$A_{\min} = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \text{C.V}$

- Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

Tableau des armatures transversales

		Section d'acier adopté	Espacement (cm)
Poutre Principale	Zone nodale	un cadre et un étrier 08	10
	Zone courante	un cadre et un étrier 08	15
Poutre secondaire	Zone nodale	un cadre et un étrier 08	8
	Zone courante	un cadre et un étrier 08	8

➤ **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 qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À 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 une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

6- Vérification à L'ELS

6.1- Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

6.2- 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 $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_u}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

σ_s : contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU

β_1 et K_1 : sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

Tableau : Vérification des contraintes en travées et en appuie pour les PP :

Poutre	zone	Ms (kn.m)	A _u (cm ²)	ρ ₁	B1	K1	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs
Plancher Sous-sol	appuie	-15.461	3.39	0.30	0.913	42.47	133.21	3.13	15.00	vérifié
	travée	-29.703	3.39	0.30	0.913	42.47	255.91	6.02	15.00	vérifié
Plancher Etage Courant	appuie	-51.73	3.39	0.30	0.913	42.47	445.69	10.4	15.00	vérifié
	travée	-5.96	3.39	0.30	0.913	42.47	51.350	1.20	15.00	vérifié
Plancher Terrasse	appuie	-40.00	6.88	0.61	0.884	28.10	175.38	6.24	15.00	vérifié
	travée	0.85	4.62	0.41	0.901	35.50	5.4452	0.15	15.00	vérifié

Tableau : Vérification des contraintes en travées et en appuie pour les PS :

Poutre	zone	Ms (kn.m)	A _u (cm ²)	ρ _l	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs
Plancher Sous-sol	appuie	-21.25	3.39	0.41	0.901	35.50	214.06	6.03	15.00	vérifié
	travée	18.576	3.39	0.41	0.901	35.50	187.13	5.27	15.00	vérifié
Plancher Etage courant	appuie	-50.133	4.96	0.61	0.884	28.10	351.80	12.5	15.00	vérifié
	travée	22	4.62	0.56	0.888	29.64	165.00	5.56	15.00	vérifié
Plancher Terrasse	appuie	-41.878	6.19	0.76	0.874	24.68	238.17	9.65	15.00	vérifié
	travée	22.367	4.62	0.56	0.88	29.64	169.27	5.71	15.00	vérifié

6.3- ELS vis à vis des déformations

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s f_e}{b.d} < 4.2 \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

A_s : Section adoptée en travée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max à l'ELS (à partir du logiciel).

M₀ : Moment max isostatique (q_{max} l²/8).

❖ Vérification des conditions

	<u>1^{ère} condition</u>	<u>2^{ème} condition</u>	<u>3^{ème} condition</u>			
	h/l	A _s (cm ²)	A _s f _e / b. d	M _t (cm ²)	M ₀	M _t / 10 M ₀
Poutre principale	0,078 > 1/16.. CV	3.39	1,13 <4,2...cv	40.00	92,65	h/l > 0,043..cv
Poutre secondaire	0,076 > 1/16 ... CV	3.39	1,54 <4.2...cv	50.13	71,61	h/l > 0.070..cv

❖ Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense de la vérification de la flèche

3- Ferrailage des voiles

1- Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le (RPA99 version 2003) sous l'action des forces horizontales dues au séisme ainsi que les forces verticales (charges et surcharges), les voiles sont sollicités en flexion composée.

Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

2- Ferrailage des trumeaux :

Les trumeaux sont sollicités en générale en flexion composée avec un effort tranchant, cependant l'application des règles classiques de béton armé n'est possible que si la structure considérée est contreventée par des voiles suivant deux directions orthogonales dans ce cas le calcul des trumeaux se fera suivant la direction de leur plan moyenne. Ce qui est le cas dans notre ouvrage.

3- Méthode de calcul :

M, N leur valeurs seront tirés du logiciel ETABS.

Calcul de l'excentricité :
$$e = \frac{Mu}{Nu}$$

3.1- Calcul de la hauteur utile d :

Pour déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau pour les armatures tendues calculées soient convenablement disposées.

Trois possibilités se présentent :

a)- La première consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage (schéma 1).

Remarque : Si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la deuxième option.

b)- La deuxième consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (L/10). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone (schéma 2).

Remarque : Si la section est trop importante et qu'elle ne peut pas être disposée dans cette zone d'extrémité, alors on passe à la troisième option.

c)- La troisième option consiste à disposer toutes les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (sur toute la longueur lt). Déterminer leur centre de gravité et calculer le ferrailage correspondant (schéma 3).

3.2- longueur de la zone tendue.

$$L_T = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} y \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Avec :

B : Section du béton

I: Moment d'inertie

y: Bras de levier $y = \frac{L}{2}$

3.3- Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues

$$M = M_U - N_U \left[d - \frac{L}{2} \right]$$

3.4- Ferrailage :

A. Armatures verticales :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad A_v = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \pm \frac{N}{\sigma_s}$$

B. Armatures horizontale

Exigence du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.4.1) :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\Phi_{A_H} = 0.15\%B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Exigence du BAEL91 (Art A.8.2.4) :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

C. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticales sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 version 2003 les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingle au mètre carré.

D. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dans la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4 T_u$$

T_u : effort tranchant calculée au niveau considère

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E- Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité de voile armé par des barres verticales dont la section de celle-ci est **4HA10**

F- Espacement : (Art 7.7.4.3 RPA99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes.

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5a & \text{avec } a : \text{épaisseur du voile} \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égales à 15 cm.

G- Longueur de recouvrement : (Art 7.7.4.3 RPA 99 version 2003)

Elle doit être égale à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible

20Φ pour les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

3.5- Vérifications :

3.5.1- Vérifications du RPA:

a) En zone tendue: $A_T \geq 0.2\% B l_t$ (Art 7.7.4.1)

b) Globalement dans le trumeau : $A_T \geq 0.15\% B$ (Art 7.7.4.2)

c) en zone courante :

On doit vérifier que : $A_c \geq 0.10\% \times b \times L_c$ (Art 7.7.4.2)

A_c : Section d'armature dans la zone courante.

3.5.2- Vérification du BAEL : $A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$

3.5.3- Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{Mpa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec :

N_s = effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : section du béton

A : section d'acier adopté

3.5.4- Vérification de la contrainte de cisaillement :

a) Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.7.2) $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{ct28}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} \quad \text{on a } T = 1.4 T_u$$

Avec :

B : épaisseur du voile

D : hauteur utile (d=0.9h)

b) Selon le BAEL91 (Art A.5.1.1): $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \frac{T_u}{b \times 0.9L}$ $\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{ct}^2 / 3$

4- Exemple d'application :

Calcul du voile 10 : (cas accidentelle)

4.1) Donné:

L = 3.5 m

e_p = 0.20 m

B = 0.7 cm²

I = 0.71 m⁴

N_u = 648.83 KN (effort de traction)

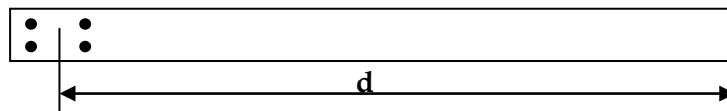
M_u = 1918.958 KN.m

4.2) La hauteur utile d :

1er cas:

Il consiste a choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). On détermine la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité puis on calcule le ferrailage (schéma 1).

Schema1



$$d = L - (CDG_{\text{des armatures du potelet}}) = 350 - (5+5) = 340 \text{ cm}$$

Donc : d = 3.40 m

4.3) Calcul de l'excentricité:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1918.958}{648.83} = 2.95 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

4.4) Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \left(\frac{648.83}{0.7} + \frac{1918.958 \times 1}{0.71} \right) \times 10^{-3} = \mathbf{5.62 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \left(\frac{648.83}{0.7} - \frac{1918.958 \times 1}{0.71} \right) \times 10^{-3} = \mathbf{-3.77 \text{ MPa}}$$

4.5) Calcul de la longueur de zone tendue :

$$L_T = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{5.62}{5.62 + 3.77} \times 3.5 = \mathbf{2.09 \text{ m}}$$

4.6) Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

N_u effort de traction

$$M = M_u - N_u \left(d - \frac{L}{2} \right) = 1918.958 - 648.83 [(3.4) - (1.75)] = \mathbf{897 \text{ MPa}}$$

N_u effort de compression

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

4.7) Ferrailage du voile

4.7.1) Armatures verticales :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = \mathbf{21.73 \text{ MPa}}$$

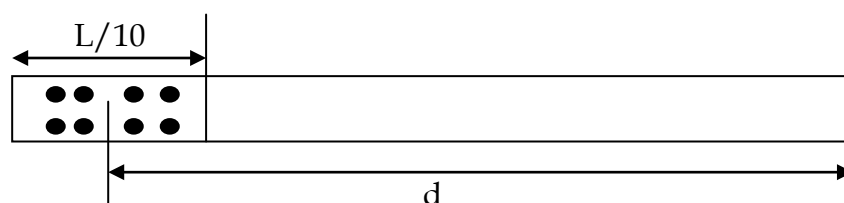
$$\mu = \frac{897 \times 10^3}{20 \times 340^2 \times 21.73} = \mathbf{0.017} < \mu_l = 0.392 \text{ SSA} \quad \text{avec} \quad \beta = \mathbf{0.9914}$$

$$A_t = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s} = \frac{897 \times 10^3}{0.99146 \times 340 \times 400} + \frac{648.83 \times 10}{400} = \mathbf{23.02 \text{ cm}^2}$$

Donc : $A_T = \mathbf{4HA32 = 32.17 \text{ cm}^2}$ mais ce choix de barre n'est pas judicieux donc on va calculer la section d'acier pour le 2ème cas

2ème cas:

Il consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (L/10). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone (schéma 2).



A) $d = L - [(L/10)/2] = 340 - 17 = \mathbf{322.5 \text{ cm}}$

B) Calcul de l'excentricité
e=2.95 m

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

C) Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \mathbf{5.62MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \mathbf{-3.77MPa}$$

D) Calcul de la longueur de zone tendue :

$$L_T = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times l = \mathbf{2.09 m}$$

E) Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M = M_u - N_u \left(d - \frac{L}{2}\right) = \mathbf{897 kn.m}$$

F) Ferrailage du voile :

F.1) Armatures verticales :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.017 \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_c}{\gamma_b} = 21.74MPa$$

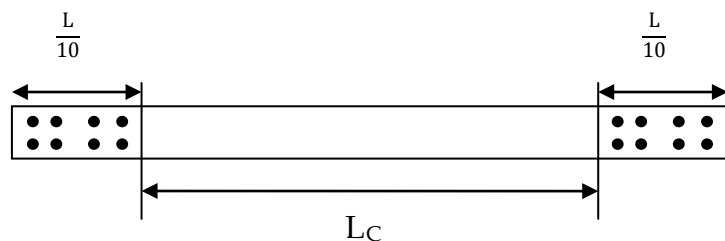
$$\mu = 0.017 < \mu_l = 0.392 \quad \beta = \mathbf{0.9914}$$

$$A_t = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s} = \mathbf{23.02cm^2}$$

Donc on adopte **8HA20 = 25.12 cm²**

F.2) Calcul des armatures verticales dans tout le voile :

A) Détermination de la zone courante : L_c



$$L_c = L - (L/10 + L/10) = 350 - 70 = \mathbf{280 cm.}$$

2- Armatures verticales de la zone courante :

$$A_C = 0.10\% \times B_C$$

Avec :

$B_C =$ la section de la zone courante.

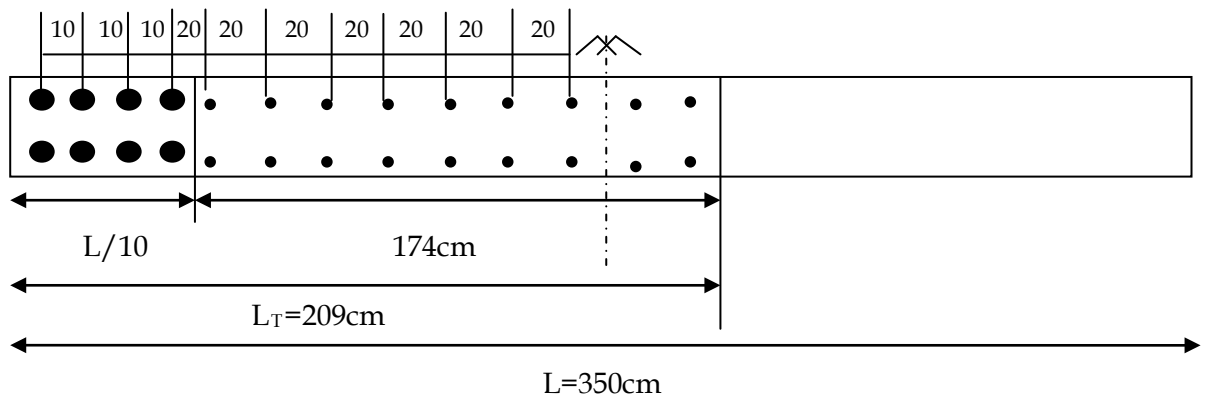
$$B_C = 2.80 \times 0.20 = 0.56m^2$$

$$A_C = 0.001 \times 5600 = 5.6 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \times (14 \text{ HA}8)$ espacement = 20 cm

$$A_{\text{adopté}} = 28 \text{ HA}8 = 14 \text{ cm}^2$$

3- Section adoptée pour la zone tendue :



Pour $L/10$: $A_{\text{adopté}} = 25.12 \text{ cm}^2$

Pour : $L = 174 \text{ cm}$: $A_{\text{adopté}} = 18 \text{ HA} 8 = 9 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{total}} = 25.12 + 9 = 34.12 \text{ cm}^2$$

4.7.2 - Vérifications

A) Section minimale pour la zone tendue :

La section minimale qui est donnée par le RPA est :

$$A_{\text{min}} = 0.2\% bL_t = 0.002 \times 0.2 \times 2.09 = 8.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{LT \text{ adopte}} = 34.12 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 8.36 \text{ cm}^2$$

B) Section minimale dans le voile : (Article 7.7.4.3 RPA 99 modifié 2003) :

$$A_{\text{min}} = (0.15\% B) = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 64.24 \text{ cm}^2 > 10.5 \text{ cm}^2$$

La section totale adoptée est pour notre voile est de

$$64.24 \text{ cm}^2 (16 \text{ HA}20 + 28 \text{ HA}8)$$

C) Armature horizontale :

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_{vad}}{4} ; 0.15\%B \right) = \max (16.06; 10.5) = \mathbf{16.06cm^2}$$

Soit $A_h = 38HA8 = 19cm^2$ avec $S_T = 15cm$

D) Armature transversale :

Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.

4.7.3- Vérification à l'ELS :

a) On doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15MPa$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} = \frac{2330.59 \times 10^3}{0.7 \times 10^6 + 15 \times 64.25 \times 10^2} = \mathbf{2.92MPa}$$

$$\sigma_b = 2.92MPa < \bar{\sigma}_b = 15MPa \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA 99 version 2003 Art 7.7.2

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} = \frac{1.4 \times 303.65}{0.2 \times 0.9 \times 3.5 \times 10^3} = 0.67MPa$$

$$\tau_b = 0.67 \leq \bar{\tau}_b = 5MPa \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

Selon le BAEL91 Art A.5.1.1 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{cj}^{2/3} = 4.75MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{303.65}{0.2 \times 3.325 \times 10^3} = 0.46MPa$$

$$\tau_u = 0.46MPa \leq \bar{\tau}_u = 4.75MPa \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

5-Appellations des voiles de notre structure

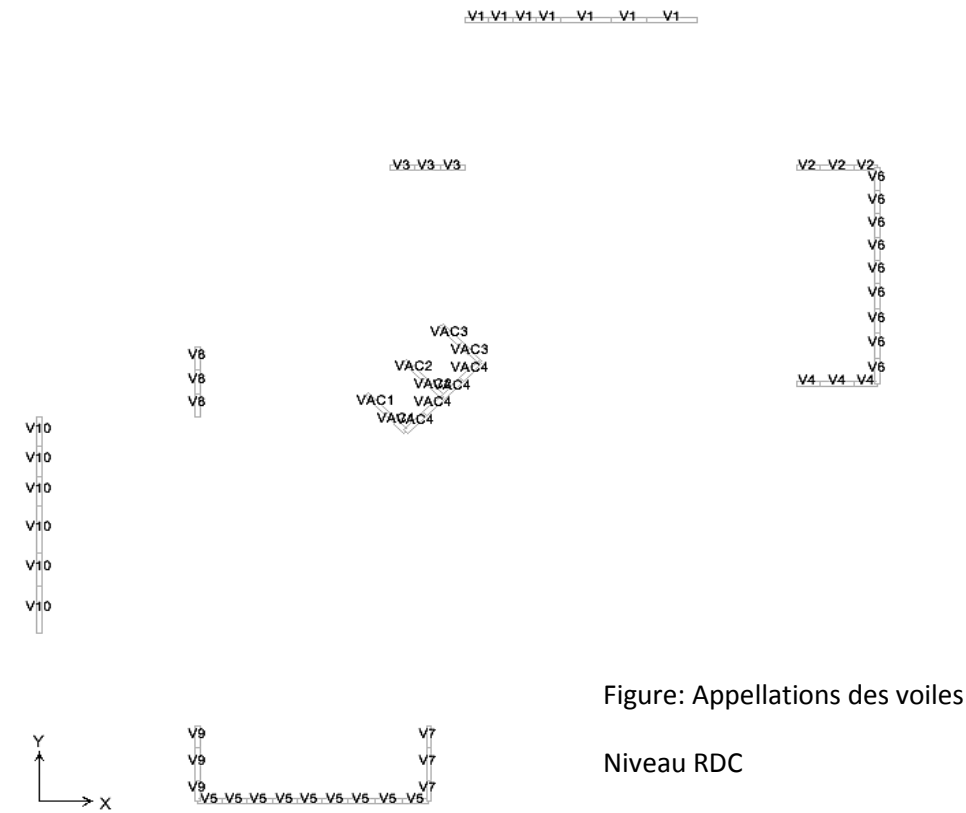


Figure: Appellations des voiles
Niveau RDC

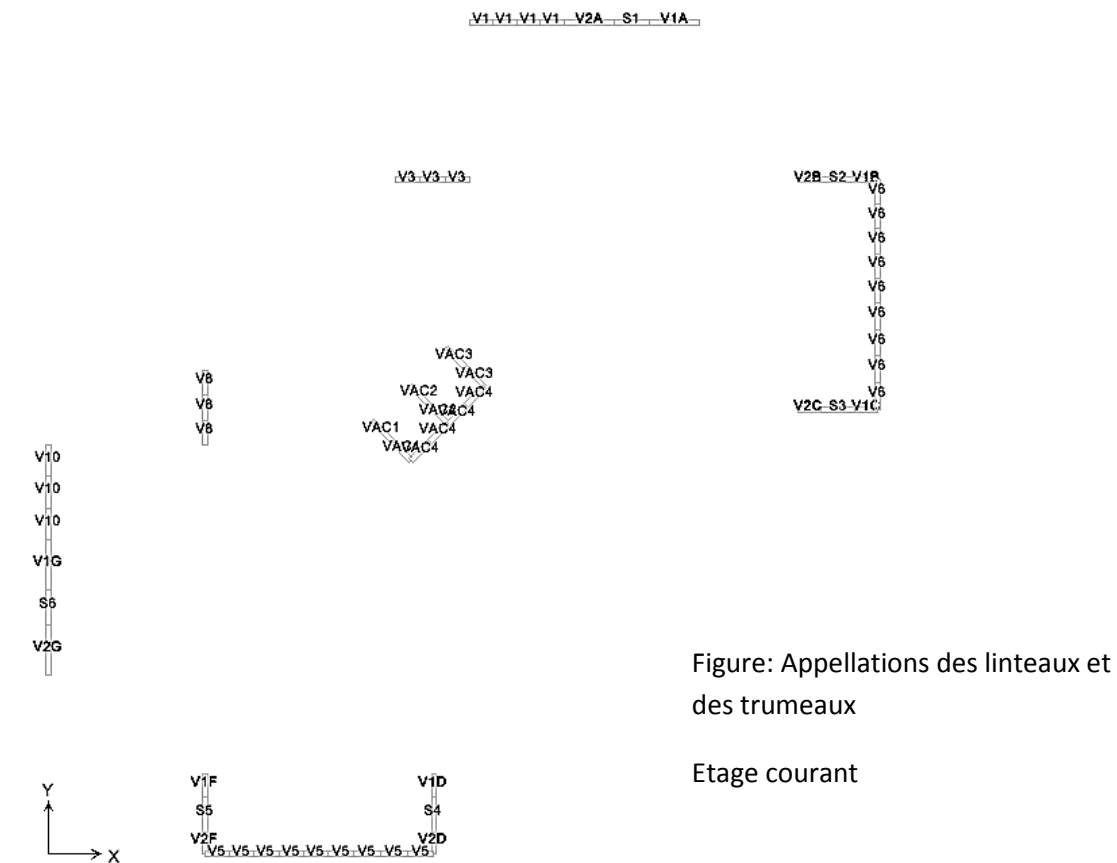


Figure: Appellations des linteaux et
des trumeaux
Etage courant

Après avoir ferrailé tous nos voiles on a opté pour le ferrailage finale suivant:

zone	voiles	A _T		A _C		A _H	
		armatures	e (cm)	armatures	e (cm)	armatures	e (cm)
	V ₁₀	32HA20	10	64HA8	20	36HA8	20
Z ₁	V ₅	32HA10	10	58HA8	20	50HA8	20
	V ₈	12HA14	7.5	26HA8	15	38HA8	20
Z ₂	V ₅	32HA10	10	58HA8	20	54HA8	10
	V ₈	12HA14	7.5	26HA8	15	38HA8	20
	V ₁₀	16HA20	10	24HA8	20	36HA8	15
	V _{1G}	8HA10	10	12HA8	10	28HA8	20
	V _{2G}	8HA10	10	12HA8	10	28HA8	20
Z ₃	V ₅	32HA10	10	58HA8	20	54HA8	10
	V ₈	12HA14	7.5	26HA8	15	38HA8	20
	V ₁₀	16HA20	10	24HA8	20	28HA8	20
	V _{1G}	8HA10	10	12HA8	10	28HA8	20
	V _{2G}	8HA10	10	12HA8	10	28HA8	20
Z ₄	V ₅	32HA10	10	58HA8	20	54HA8	10
	V ₈	12HA14	7.5	26HA8	15	38HA8	20
	V ₁₀	16HA10	10	24HA8	20	28HA8	20
	V _{1G}	8HA10	10	12HA8	10	28HA8	20
	V _{2G}	8HA10	10	12HA8	10	28HA8	20
Z ₅	V ₅	32HA10	10	58HA8	20	54HA8	10
	V ₈	12HA14	7.5	26HA8	15	38HA8	20
	V ₁₀	16HA10	10	24HA8	20	28HA8	20
	V _{1G}	8HA10	10	12HA8	10	28HA8	20
	V _{2G}	8HA10	10	12HA8	10	28HA8	20
Z ₆	V ₅	32HA10	10	58HA8	20	54HA8	10
	V ₈	12HA14	7.5	26HA8	15	38HA8	20
	V ₁₀	16HA10	10	24HA8	20	28HA8	20
	V _{1G}	8HA10	10	12HA8	10	28HA8	20
	V _{2G}	8HA10	10	12HA8	10	28HA8	20

Avec :

- Z₁ (S-sol, RDC)
- Z₂ (1, 2,3)
- Z₃ (4, 5,6)
- Z₄ (7, 8,9)
- Z₅ (10, 11,12)
- Z₆ (13,14)

voileV5																																								
COMB	zone	L (m)	e(m)	B (m²)	I (m⁴)	N _u (Kn)	M _u (Kn.m)	OBS	omax Mpa	omin Mpa	L _t (m)	d (m)	M _f (Kn.m)	At (cm²)	At (l _t) (cm²)	A _t min (L/10)	Ac (cm²)	Ac Adop (cm²)	Atot adopt (Cm²)	Atot min (Cm²)	Atot adopt (Cm²)	T (KN)	A _h (cm²)	A _h adopt (cm²)	τ _b (MPa) RPA	τ _u (MPa) BAEL	σ _{bc} (MPa)													
ELU	1		0.20	1.6	8.54	-6207.4	335.6	SEC	4.03	3.72	7.6			0	0	12.64	12.8	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	132.48	24	50HA8 e=15cm A=25 Cm²	0.13	0.087	σ _{bc} =2.83 Mpa < 15 MPa													
			0.20			-6528.4	214.6	SEC	4.18	3.97				0	0							0		0	39.95	57HA8 e=10cm A=27 Cm²		0.0378	0.026											
			0.20			-6207.4	335.6	SEC	3.98	3.77				0	0							0		0	-7			0.07	0.005											
	2		0.20	-5588.2	196.63	SEC	3.58	3.40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0												
			0.20	-6477.4	95.203	SEC	4.09	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0												
			0.20	-5588.2	196.63	SEC	3.58	3.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0												
	3		0.20	4276.3	183.47	SEC	2.75	2.58	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0												
			0.20	-5543.9	170.90	SEC	3.54	3.84	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0											
			0.20	-4276.3	183.47	SEC	2.75	2.58	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0											
	4		0.20	-3718.4	181.81	SEC	2.40	2.23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0											
			0.20	-4186.1	180.75	SEC	2.70	2.53	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0											
			0.20	-2939.0	152.83	SEC	1.90	1.76	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0											
	5		0.20	-2792.9	174.58	SEC	1.82	1.66	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0											
			0.20	-2792.9	174.58	SEC	1.82	1.66	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0											
			0.20	-1321.7	75.907	SEC	0.86	0.79	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0											
	6		0.20	-1116.9	134.38	SEC	0.76	0.63	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0											
			0.20	-1116.9	134.38	SEC	0.76	0.63	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0											
			0.20	-175.85	31.064	SEC	0.12	0.095	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0											
	G+Q+E	1		0.20	1.6	8.54	-2590.2	11085.1	SPC	6.81	-3.57	5.24	7.6		20410.9	5.30	20.96	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	1431.98	24	50HA8 e=15cm A=25Cm²		1.386	0.94	C.V										
				0.20			-6958.2	10768.9	SPC	9.39	0.69	7.44			35818.7	0	29.76							1876.84		1.82		1.23												
				0.20			-2353.2	5942.19	SPC	4.25	-1.31	6.11			14413	0	24.44							-1629.1		1.58		1.07												
		2		0.20	-2785.24	11164.6	SPC	6.97	-3.49	5.33	21191.5	3.27	21.32	15093	0	28.6	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	1876.84	24	57HA8 e=10cm A=27 Cm²	1.82		1.23												
				0.20	-6686.2	11301.0	SPC	9.47	-1.11	7.15	35371.3	0	28.6	27960.6	0	29.36	-1288.2	1.25	0.84																					
				0.20	-2695.08	5391.01	SPC	4.21	-0.84	6.66	15093	0	26.64	11422	0	30.12	-963.95	0.92	0.63																					
3			0.20	-5380	8590.3	SPC	7.38	-0.66	7.34	27960.6	0	29.36	19767.6	0	30.48	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	-1629.1	24	57HA8 e=10cm A=27 Cm²	1.58	1.07														
			0.20	-5380.62	8590.38	SPC	7.38	-0.66	7.34	27960	0	29.36	11422	0	30.12	-1288.2	1.25	0.84																						
			0.20	-2236.82	3370.41	SPC	2.97	-0.18	7.53	11422	0	30.12	19767.6	0	30.48	-963.95	0.92	0.63																						
4			0.20	-3897.03	5738.30	SPC	5.12	-0.25	7.62	19767.6	0	30.48	19767.6	0	30.48	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	-1288.2	24	57HA8 e=10cm A=27 Cm²	1.25	0.84														
			0.20	-3897.03	5738.30	SPC	5.12	-0.25	7.62	19767.6	0	30.48	19767.6	0	30.48	-963.95	0.92	0.63																						
			0.20	-1690.67	1593.56	SEC	1.80	-0.30	0	---	0	0	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	-963.95	24	57HA8 e=10cm A=27 Cm²	0.92	0.63														
5			0.20	-2450.63	3210.96	SEC	3.03	0.026	0	---	0	0	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	-963.95	24	57HA8 e=10cm A=27 Cm²	0.92	0.63														
			0.20	-2450.63	3210.96	SEC	3.03	0.026	0	---	0	0	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	-963.95	24	57HA8 e=10cm A=27 Cm²	0.92	0.63														
			0.20	-851.2	312.697	SEC	0.67	0.38	0	---	0	0	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	-963.95	24	57HA8 e=10cm A=27 Cm²	0.92	0.63														
6			0.20	-902.34	1066.67	SEC	1.06	0.006	0	---	0	0	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	-532.69	24	57HA8 e=10cm A=27 Cm²	0.504	0.35														
			0.20	-902.34	1066.67	SEC	1.06	0.006	0	---	0	0	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	-532.69	24	57HA8 e=10cm A=27 Cm²	0.504	0.35														
			0.20	-119.1	184.115	SPC	0.16	-0.011	7.45	612.875	0	0	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	-532.69	24	57HA8 e=10cm A=27 Cm²	0.504	0.35														
0.8G+E		1		0.20	1.6	8.54	-3681.63	13015.0	SPC	8.40	-3.79	5.50	7.6		26268.9	0	22	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	1797.08	24	50HA8 e=15cm A=2Cm²	1.21	0.77	C.V											
				0.20			-6267.08	2575.58	SEC	5.12	2.70	0			---	0	0							---		0	0	12.64			12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	1797.08	24	50HA8 e=15cm A=2Cm²	1.21	0.77
				0.20			-114.67	2242.31	SPC	1.12	-0.97	4.27			2655	5.91	17.08							---		0	0	12.64			12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	1797.08	24	50HA8 e=15cm A=2Cm²	1.21	0.77
		2		0.20	-3622.23	13029.8	SPC	8.37	-3.84	5.48	26069.8	0	21.92	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	2176.47	24	50HA8 e=15cm A=2Cm²	2.11	1.43													
				0.20	-6113.54	4414.89	SPC	5.89	1.75	0	---	0	0	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	2176.47	24	50HA8 e=15cm A=2Cm²	2.11	1.43													
				0.20	-565.79	4339.25	SEC	2.38	-1.68	4.69	6376	7.086	18.67	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	2176.47	24	50HA8 e=15cm A=2Cm²	2.11	1.43													
	3		0.20	-3070.84	9749.72	SPC	6.48	-2.65	5.67	20804	0	22.68	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	1847.7	24	54HA8 e=10cm A=27 Cm²	1.47	0.68														
			0.20	-4756.78	3468.72	SEC	4.59	1.34	0	---	0	0	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	1847.7	24	54HA8 e=10cm A=27 Cm²	1.47	0.68														
			0.20	-977.28	1243.73	SEC	1.19	0.027	0	---	0	0	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	1847.7	24	54HA8 e=10cm A=27 Cm²	1.47	0.68														
	4		0.20	-2290.29	6448.18	SPC	4.45	-1.59	5.89	14693.2	0	23.56	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	-1448.4	24	54HA8 e=10cm A=27 Cm²	0.91	0.43														
			0.20	-3345.18	2341.82	SEC	3.18	0.99	0	---	0	0	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A=57.28 Cm²	-1448.4	24	54HA8 e=10cm A=27 Cm²	0.91	0.43														
			0.20	-880.31	567.789	SPC	0.81	0.28	0	---	0	0	---	0	0	12.64	12.80	32	57.28	24	32HA10 e=10cm +64HA8 e=20cm A																			

		0.20			-699.45	476.212	SEC	0.66	0.21	0			0	0														
		0.20			-74.05	92.855	SPC	0.089	0.02	0			0	0														
VoileV8																												
COMB	zone	L (m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)	N _u (Kn)	M _u (Kn.m)	OBS	omax Mpa	omin Mpa	L _t (m)	d (m)	M _f (Kn.m)	At (cm ²)	At (l _t) (cm ²)	A _t min (L/10)	Ac (cm ²)	Ac Adop (cm ²)	Atot adopt (Cm ²)	Atot min (Cm ²)	Atot adopt (Cm ²)	T (KN)	A _h (cm ²)	A _h adopt (cm ²)	τ _u (MPa) RPA	τ _b (MPa) BAEL	σ _{bc} (MPa)	
ELU	1	2.5	0.20	0.5	0.26	-6832.85	174.596	SEC	14.5	12.82	2.37	2.37	---	0	0	4.72	4	10	19.44	7.5	12HA10 e=7.5cm +26HA8 e=15cm	33.68	7.5	38HA8 e=20cm A=19 cm²	0.042	0.034	σ _{bc} =9.41 Mpa < 15 MPa	
			0.20			-6832.85	174.596	SEC	14.5	12.82				0	0													
			0.20			-6587.45	37.162	SEC	13.35	12.99				0	0													
	2	0.20	-6329.82	146.77	SEC	13.87	12.47	0	0																			
		0.20	-6329.82	146.77	SEC	13.87	12.47	0	0																			
		0.20	-5312.27	20.375	SEC	10.72	10.52	0	0																			
		3	0.20	-5005.22	131.637	SEC	10.64	9.37	0	0																		
			0.20	-5005.22	131.637	SEC	10.64	9.37	0	0																		
		4	0.20	-3935.87	48.195	SEC	8.10	8.64	0	0																		
	0.20		-2795.87	133.037	SEC	6.20	4.95	0	0																			
	0.20		-3635.1	129.885	SEC	7.89	6.64	0	0																			
	5		0.20	-2688.46	69.179	SEC	5.70	5.04	0	0																		
			0.20	-2366.82	136.674	SEC	5.38	4.07	0	0																		
	6		0.20	-2366.82	136.674	SEC	5.38	4.07	0	0																		
		0.20	-1268.64	91.304	SEC	2.97	2.09	0	0																			
		0.20	-930.56	134.791	SEC	2.5	1.21	0	0																			
		0.20	-930.56	134.791	SEC	2.5	1.21	0	0																			
		0.20	-314.2	221.72	SEC	0.63	0.62	0	0																			
0.20		-314.2	221.72	SEC	0.63	0.62	0	0																				
G+Q+E	1	2.5	0.20	0.5	0.26	-4619.53	2288.915	SPC	20.22	-1.74	2.30	2.37	2.37	7485	0	9.2	4.72	4	10	19.44	7.5	12HA10 e=7.5cm +26HA8 e=15cm	192.74	7.5	38HA8 e=20cm A=19 cm²	0.014	0.002	C.V
			0.20			-5343.72	2037.4	SEC	20.46	0.9	0			---	0	0												
			0.20			-4439.11	1537.408	SEC	16.25	1.49	0			---	0	0												
	2	0.20	-4262.51	1667.392	SEC	16.52	0.52	0	---	0	0																	
		0.20	-4965.2	1454.464	SEC	16.91	2.94	0	---	0	0																	
		0.20	-3558.19	811.179	SEC	11.01	3.22	0	---	0	0																	
		3	0.20	-3358.29	1005.89	SEC	11.54	1.83	0	---	0	0																
			0.20	-3947.71	815.398	SEC	11.80	3.92	0	---	0	0																
		4	0.20	-2627.61	407.678	SEC	7.21	3.29	0	---	0	0																
	0.20		-2436.34	626.435	SEC	7.87	1.86	0	---	0	0																	
	0.20		-2870.03	438.156	SEC	7.84	3.63	0	---	0	0																	
	5		0.20	-1801.06	145.146	SEC	4.29	2.90	0	---	0	0																
			0.20	-1596.14	355.128	SEC	4.89	1.48	0	---	0	0																
	6		0.20	-1856.94	157.134	SEC	4.46	2.95	0	---	0	0																
		0.20	-851.15	30.867	SEC	1.85	1.54	0	---	0	0																	
		0.20	-251.62	238.486	SPC	1.54	-0.64	1.79	521.55	0	7.16																	
		0.20	-726.41	42.531	SEC	1.65	1.34	0	---	0	0																	
		0.20	-207.03	83.145	SEC	0.81	0.01	0	---	0	0																	
0.20		-207.03	83.145	SEC	0.81	0.01	0	---	0	0																		
0.8G+E	1	2.5	0.20	0.5	0.26	-3743.84	3580.431	SPC	24.67	-9.69	1.79	2.37	2.37	7792.25	8.93	7.16	4.72	4	10	28.48	7.5	12HA14 e=7.5cm +26HA8 e=15cm A=31.48 Cm²	348.24	7.5	38HA8 e=20cm A=19 cm²	0.28	0.25	σ _{bc} =9.17 Mpa < 15 MPa C.V
			0.20			-3773.26	2088.273	SEC	17.57	-2.47	2.19			6333	0	8.76												
			0.20			-3083.62	413.394	SEC	8.15	4.18	0			---	0	0												
	2	0.20	-2826.88	2530.578	SPC	17.8	-6.49	1.83	5710	0	7.32																	
		0.20	-3503.19	1491.987	SPC	14.16	-0.15	2.47	5433	0	9.88																	
		0.20	-2348.28	819.685	SEC	8.63	0.76	0	---	0	0																	
	3	0.20	-2250.72	1483.835	SPC	11.62	-2.65	2.04	4015.89	0	8.16																	
		0.20	-2824.23	850.735	SEC	9.73	1.56	0	---	0	0																	
		0.20	-1739.51	422.251	SEC	5.50	1.54	0	---	0	0																	
		0.20	-1739.51	422.251	SEC	5.50	1.54	0	---	0	0																	
		0.20	-1739.51	422.251	SEC	5.50	1.54	0	---	0	0																	
		0.20	-1739.51	422.251	SEC	5.50	1.54	0	---	0	0																	

4	0.20	-1627.04	907.567	SPC	7.61	-1.1	2.18	2737	0	8.72	+26HA8 e=15cm	188.46	A=14 cm ²	0.0.308	0.76	σ _{bc} =9.41 Mpa < 15 MPa C.V			
		-2055.12	471.898	SEC	6.37	1.84	0												
		-1185.69	164.685	SEC	3.16	1.58	0												
	5	0.20	-1058.1	492.291	SPC	4.74	-0.24		2.36	1682		0		9.44	A=22.48 Cm ²		170.82	0.784	0.35
			-1320.56	366.193	SEC	4.39	0.88		0										
			-558.88	160.376	SEC	1.88	0.34		0										
	6	0.20	-181.98	294.131	SEC	1.99	0.24		0	0		0		0	137.13		1.37	0.03	
			-519.95	46.057	SEC	1.26	0.81		0										
			-135.81	86.095	SPC	0.68	-0.14		2.07										
								238.88	0	8.28									

VoileV1G																																																	
COMB	zone	L (m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)	N _u (Kn)	M _u (Kn.m)	OBS	omax Mpa	omin Mpa	L _t (m)	d (m)	M _f (Kn.m)	At (cm ²)	At (l _t) (cm ²)	A _t min L/10	Ac (cm ²)	Ac Adop (cm ²)	Atot adopt (Cm ²)	Atot min (Cm ²)	Atot adopt (Cm ²)	T (KN)	A _h (cm ²)	A _h adopt (cm ²)	τ _u (MPa) RPA	τ _b (MPa) BAEL	σ _{bc} (MPa)																						
ELU	2	0.20	-1862.7	160.617	SEC	6.02	3.12	1.54	6.02	3.12	1.35	1.54	0	0	3.14	2.6	7	13.28	4.89	A=13.32 Cm ²	8HA10 e=10cm +14HA8 e=20 cm	-72.83	4.89	36HA8 e=20cm A=18 cm ²	0.06	0.045	σ _{bc} =9.41 Mpa < 15 MPa C.V																						
			-1912.73	66.263	SEC	5.29	4.095																					0	0	-20.64	28HA8 e=20cm	0.4	0.008 9																
			-1605.95	118.664	SEC	5.01	4.86																					0	0	-18.44	A=14 cm ²	0.2	0.000 1																
	3	0.20	-1418.56	121.866	SEC	4.58	2.30		0	0			-17.07	0.56										0.028																									
			-1481.26	121.773	SEC	4.58	2.30		0	0			-23.52	0.68										0.085																									
			-1151.37	88.382	SEC	3.62	2.02		0	0																																							
	4	0.20	-995.51	91.092	SEC	3.26	1.62		0	0																																							
			-1040.94	82.892	SEC	3.3	1.8		0	0																																							
			-753.46	66.829	SEC	2.45	1.24		0	0																																							
	5	0.20	-653.78	59.453	SEC	2.14	1.06		0	0																																							
			-653.78	52.822	SEC	2.14	1.06		0	0																																							
			-326.16	35.243	SEC	1.11	0.48		0	0																																							
	6	0.20	-60.44	24.573	SPC	0.37	-0.07		1.35	68.9			0	5.4																																			
			-243.92	16.514	SEC	0.74	0.44		0	68.9			0	5.4																																			
			-60.44	24.573	SEC	0.37	-0.07		1.35																																								
	G+Q+E	2	0.20	-1201.69	493.465	SPC	7.40		-1.5	1.35			1.54	1.35										1.54	1.54	1374.9		0	5.4	3.14	2.6	7	13.28	4.89	A=13.32 Cm ²	8HA10 e=10cm +14HA8 e=20 cm	-303.65	4.89	36HA8 e=20cm A=18cm ²	0.83	0.91	σ _{bc} =4.11 MPa <15 MPa C.V							
				-1596.91	-396.766	SEC	7.5		0.33	0																																	1103	0	5.48	-181.88	0.58	0.87	
				-979.14	385.446	SPC	5.88		-1.07	1.35																																	1003	0	5.49	-138.42	0.99	0.53	
3		0.20	-884.02	355.461	SPC	5.38	-1.04	1.36	703.6	0	5.6	-104.94			0.98	0.33																																	
			-1285.52	-177.115	SEC	4.75	1.55	0									0	-52.16	0.76	0.63																													
			-1285.52	-177.115	SEC	4.75	1.55	0									0																																
4		0.20	-630.74	241.129	SPC	3.72	-0.63	1.39	446.59	0	5.6	-52.16			0.76	0.63																																	
			-893.93	-119.58	SEC	3.27	1.13	0									0																																
			-485.75	101.522	SEC	2.10	0.27	0									0																																
5		0.20	-401.45	152.132	SPC	2.37	-0.38	1.39	248.9	2.46	3.52	-52.16			0.76	0.63																																	
			-555.38	-74.783	SEC	2.03	0.68	0									0																																
			-202.12	63.887	SPC	1.98	-1.66	0.88									162.24	0	5.48																														
6		0.20	-143.41	57.053	SPC	0.86	-0.16	1.37	58.67	0.15	4	-52.16			0.76	0.63																																	
			-213.7	-32.795	SEC	0.28	0.22	0									0																																
			-31.6	35.494	SPC	0.39	-0.24	1																																									
0.8G+E		2	0.20	-915.96	727.932	SPC	8.82	-4.32	1.09	1.54	1.09	1.54			1.54	1320	0	4.36	3.14	2.6	7	13.28	4.89			A=13.32 Cm ²	8HA10 e=10cm +14HA8 e=20 cm	-436.19	4.89										36HA8 e=20cm A=18cm ²	0.01	0.023		σ _{bc} =4.11 MPa <15 MPa C.V						
				-1204.98	-107.743	SEC	3.22	1.27	0																																			8.25	0	4.8	-291.36	0.003 3	0.006 7
				-631.74	361.802	SPC	4.81	-1.71	1.20																																			1027	0	5.52	-219.9	0.000 9	0.006
	3	0.20	-916.71	-355.043	SPC	5.45	-0.95	1.38	666.9				0	4.52		-219.9	0.000 9	0.006																															
			-978.86	-202.359	SEC	4.23	0.57	0																0																									
			-465.63	80.161	SEC	1.88	0.41	0																0																									
	4	0.20	-466.35	324.861	SPC	4.07	-1.79	1.13	0				0	0		-219.9	0.000 9	0.006																															
			-678.61	-136.252	SEC	2.89	0.43	0																																									

VOILE V3

COMB	zone	L (m)	e(m)	B (m²)	I (m⁴)	N _u (Kn)	M _u (Kn.m)	OBS	omax Mpa	omin Mpa	L _t (m)	d (m)	M _f (Kn.m)	At (cm²)	At (I _i) (cm²)	A _t min L/10	Ac (cm²)	Ac Adop (cm²)	Atot adopt (Cm²)	Atot min (Cm²)	Atot adopt (Cm²)	T (KN)	A _h (cm²)	A _h adopt (cm²)	τ _u (MPa) RPA	τ _b (MPa) BAEL	σ _{bc} (MPa)																	
ELU	1	2.5	0.20	0.5	0.26	-4780.05	-114.308	SEC	10.1	9.9	1.86	2.38	9156.84	0	0	4.74	4	10	19.48	7.5	12HA10 e=10cm +20HA8 e=20cm A=19.48 cm²	-52.82	7.5	38HA8 e=20cm A=19 Cm²	0.32	0.45	obc=6.59 MPa <15 MPa C.V																	
			0.20			-4780.05	-114.308	SEC	10.1	9.9				0	0																													
			0.20			-4618.79	67.12	SEC	9.55	8.91				0	0																													
	2		0.20			-3960.01	-81.052	SPC	28.24	-9.70				1.86	9156.84													0	7.4	4.74	4	10	19.48	7.5	12HA10 e=10cm +20HA8 e=20cm	-47.76	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.19	0.81				
			0.20			-4589.2	-60.631	SEC	9.46	8.88																		0	0															
			0.20			-3860.7	52.799	SEC	7.97	7.46																		0	0															
	3		0.20			-3073.32	-88.546	SEC	6.57	6.72				1.86	9156.84													0	0	4.74	4	10	19.48	7.5	12HA10 e=10cm +20HA8 e=20cm	-57.22	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.0034	0.06				
			0.20			-3742.61	-61.797	SEC	7.81	7.18																		0	0															
			0.20			-2963.22	57.323	SEC	6.20	5.65																		0	0															
	4	0.20	-2144.54	-99.516	SEC	4.76	3.81	1.86	9156.84	0	0	4.74	4	10	19.48	7.5	12HA10 e=10cm +20HA8 e=20cm	-63.77	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.0067	0.4																						
		0.20	-2812.6	-85.336	SEC	6.03	5.21			0	0																																	
		0.20	-2061.92	89.058	SEC	4.55	3.69			0	0																																	
	5	0.20	-1111.7	-112.523	SEC	2.66	1.68	1.86	9156.84	0	0	4.74	4	10	19.48	7.5	12HA10 e=10cm +20HA8 e=20cm	-81.44	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.07	0.2																						
		0.20	-1861.26	-91.847	SEC	4.16	3.28			0	0																																	
		0.20	-1010.38	104.162	SEC	2.52	1.52			0	0																																	
	6	0.20	-373.39	-118.974	SEC	3.81	0.22	1.96	512.2	0	0	4.74	4	10	19.48	7.5	12HA10 e=10cm +20HA8 e=20cm	-116.11	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.012	0.56																						
		0.20	-756.82	-111.848	SEC	2.05	1.97			0	0																																	
		0.20	-275.69	202.1	SPC	1.52	-0.41			0	7.84																																	
	G+Q+E	1	2.5	0.20	0.5	0.26	-3740.35	-1264.754	SEC	13.55	1.40	1.86	2.38	9156.84	0	0	4.74	4	10	19.48	7.5	12HA10 e=10cm +20HA8 e=20cm	130.24	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.35		0.42	C.V															
				0.20			-3740.35	-1264.754	SEC	13.55	1.4				0	0																												
				0.20			-3740.35	-1264.754	SEC	13.55	1.4				0	0																												
		2		0.20			-3451.58	-915.208	SEC	12.97	0.83				1.86	9156.84														0	0	4.74	4	10	19.48	7.5	12HA10 e=10cm +20HA8 e=20cm	-155.7	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.15	0.18		
				0.20			-3451.58	-915.208	SEC	11.29	2.51																			0	0													
				0.20			-2774.22	398.59	SPC	7.46	3.65																			0	0													
3		0.20		-2797.14			-593.114	SEC	8.44	2.74	1.86				9156.84	0											0			4.74	4	10	19.48	7.5	12HA10 e=10cm +20HA8 e=20cm	-128.4	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.33	0.65				
		0.20		-2797.14			-593.114	SEC	8.44	2.74						0											0																	
		0.20		-2074.26			245.105	SPC	5.32	2.97						0											0																	
4		0.20	-416.417	-416.417	SPC	6.31	2.31	1.86	9156.84	0	0	4.74	4	10	19.48	7.5	12HA10 e=10cm +20HA8 e=20cm	-118.6	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.087	0.1																						
		0.20	-2155.87	-416.417	SEC	6.31	2.31			0	0																																	
		0.20	-1405.18	170.177	SEC	3.62	1.99			0	0																																	
5		0.20	-1454.28	258.963	SEC	1.85	0.56	1.86	9156.84	0	0	4.74	4	10	19.48	7.5	12HA10 e=10cm +20HA8 e=20cm	-117.2	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.55	0.23																						
		0.20	-1454.28	258.963	SEC	1.85	0.56			0	0																																	
		0.20	-668.46	150.289	SPC	6.03	5.21			0	0																																	
6		0.20	-603.54	-134.066	SEC	3.81	0.22	1.86	9156.84	0	0	4.74	4	10	19.48	7.5	12HA10 e=10cm +20HA8 e=20cm	-104.6	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.04	0.7																						
		0.20	-603.54	-134.066	SEC	1.52	0.41			0	0																																	
		0.20	-172.54	207.833	SPC	1.34	-0.65			1.68	401.9												0	6.72																				
0.8G+E		1	2.5	0.20	0.5	0.26	-3005.89	-2096.719	SpC	16.06	-4.04	1.99	2.38	5478	0	6.96	6.78	4	10	23.56	7.5	12HA12 e=10cm +20HA8 e=20cm	-352.7	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.0034	0.06	C.V																
				0.20			-3005.89	-2096.719	SPC	16.06	-4.04				1.99	5478														0	6.96													
				0.20			-1735.79	778.033	SPC	7.2	-0.26				2.41	2730														0	9.6													
		2		0.20			-1994.46	1369.946	SPC	12.37	-6.76				1.99	5478														5.62	6.44	6.78	4	10	23.56	7.5	12HA12 e=10cm +20HA8 e=20cm	-241.38	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.0067	0.4		
				0.20			-2631.08	-1425.91	SPC	12.10	-1.58																			2.21	4385												0	8.84
				0.20			-1792.8	521.601	SPC	8.38	-0.35																			2.39	3149												0	9.56
	3	0.20		-1994.37			-905.537	SPC	8.33	-0.35	1.99				5478	0													9.56	6.78	4	10	23.56	7.5	12HA12 e=10cm +20HA8 e=20cm	-194.21	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.07	0.2				
		0.20		-2031.08			-195.309	SEC	4.99	3.12						0													0															
		0.20		-1402.45			85.506	SPC	3.21	2.94						0													0															
	4	0.20	-1517.01	-624.983	SEC	6.03	0.034	1.99	5478	0	0	6.78	4	10	23.56	7.5	12HA12 e=10cm +20HA8 e=20cm	-183.81	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.012	0.56																						
		0.20	-1529.35	-392.412	SEC	4.94	1.17			0	0																																	
		0.20	-936.97	211.906	SEC	2.89	0.85			0	0																																	
		0.20	-444.33	-167.876	SEC	11.29	2.51	1.99	5478	0	0	6.78	4	10	23.56	7.5	12HA12 e=10cm +20HA8 e=20cm	-183.81	7.5	28HA8 e=20cm A=14 Cm²	0.012	0.56																						
		0.20	-102.6	254.594	SEC	6.03	5.21			0	0																																	

Ferrailage des linteaux :

1- Appellations :

b_0 : Epaisseur du linteau.

h : Hauteur totale de la section brute.

d : Hauteur utile.

s : Espacement des cours d'armatures transversales.

d' : Distance d'enrobage des armatures.

τ_b : Contrainte de cisaillement.

M : Moment du à l'effort tranchant (\bar{V})

M_{ci} et M_{cj} moments résistants ultimes des sections d'about a gauche et a droite du linteau de portée L_{ij} est calculé par $M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$.

2-Ferrailage :

A-Premier cas :

$\tau_b \leq 0.06f_{c28} = 1.5MPa$ (Cisaillement prépondérant)

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, N)

On devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion (**Al**)

Des aciers transversaux (**At**)

Des aciers en parties contrainte (aciers de peaux) (**Ac**)

• **Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule

$$A_L \geq \frac{M}{Z \cdot f_e} \quad Z = h - 2d'$$

• **Aciers transversaux:**

A.1 **Premier sous -cas** : linteaux longs ($\lambda g = \frac{L}{h} > 1$) $S \leq \frac{At \cdot f_e \cdot Z}{\bar{v}}$

A.2 **Deuxième sous -cas** : linteaux courts ($\lambda g = \frac{L}{h} \leq 1$)

$$S \leq \frac{At \cdot f_e \cdot L}{V + At \cdot f_e} \quad ; \quad V = \min (V1, V2)$$

$$V2 = 2V_u \quad ; \quad V1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$$

B-Deuxième cas: $\tau_b > 0.06f_{c28} = 1.5MPa$

Dans ce cas, il ya lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieure et inférieure), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant le minimum réglementaire. Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d a disposer obligatoirement .

$$A_D = \frac{V}{2f_e \cdot \sin \alpha}$$

Niveau 2 ; 3		G+Q+E	linteaux S1,S2
$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = 1.79 \text{Kn/m}^2$			
b	0.2m	$\tau_b > 0.06f_{c28} = 1.5 \text{MPa}$	
d	1.58m	Armatures diagonales	
V	405.26KN	$A_d = \frac{V}{2f_{esin\alpha}} = 6.57 \text{cm}^2$	
$\bar{V}=1.4V$	567.36KN	A_d adopte=8.04 cm² soit 4HA16 maintenue par des cadres de $\Phi 6$ espacés de 10cm	
L	1.30m	Armatures minimales longitudinales	
h	1.76m	$A'_1; A_1 \geq 0.0015bh$	
α	51°	$A_1 = 5.28 \text{ cm}^2$	
		on opte pour 4HA14 maintenues par des cadres $\Phi 6$ espacés de 10 cm. ($A_1; A'_1$)=6.16 cm²	
		Armatures minimales transversales $A_t \geq 0.0015bs$ si $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$ $A_t \geq 0.0025bs$ si $\tau_b \geq 0.025f_{c28}$ $\tau_b \geq 0.025f_{c28} \longrightarrow A_t = 2.2 \text{ cm}^2$ soit 4HA8 On dispose le premier cadre à 5 cm et le deuxième à 20 cm	
		Espacement des armatures transversales $S \leq \frac{h}{4}$	S=44cm
		Armature minimal de peau $A_c \geq 0.002bh$	Ac=7.4cm²
		On opte pour 4HA16 soit 8.04 cm²	
		Ancrage des armatures dans les trumeaux $L_c \geq \frac{h}{4} + 50\Phi$	Lc=1.24m
Type de cisaillement		prépondérant	

Niveau 4 ;5 ;6		G+Q+E	linteaux S1,S2
$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = 1.52 \text{Kn/m}^2$			
b	0.2m	$\tau_b > 0.06f_{c28} = 1.5 \text{MPa}$	
d	1.58m	Armatures diagonales	
V	344.83KN	$A_d = \frac{V}{2f_{esin\alpha}} = 5.59 \text{cm}^2$	
$\bar{V}=1.4V$	482.76KN	A_d adopte=6.16 cm² soit 4HA16 maintenue par des cadres de $\Phi 6$ espacés de 10cm	
L	1.30m	Armatures minimales longitudinales	
h	1.76m	$A_1; A'_1 \geq 0.0015bh$	
α	51°	$A_1 = 5.28 \text{ cm}^2$	
		on opte pour 2HA14 maintenues par des cadres $\Phi 6$ espacés de 10 cm. $A_1 = A'_1 = 6.16 \text{ cm}^2$	
		Armatures minimales transversales $A_t \geq 0.0015bs$ si $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$ $A_t \geq 0.0025bs$ si $\tau_b \geq 0.025f_{c28}$ $\tau_b \geq 0.025f_{c28} \longrightarrow A_t = 2.2 \text{ cm}^2$ soit 4HA8 On dispose le premier cadre à 5 cm et le deuxième à 20 cm	
		Espacement des armatures transversales $S \leq \frac{h}{4}$	S=44cm
		Armature minimal de peau $A_c \geq 0.002bh$	Ac=7.4cm²
		On opte pour 4HA16 soit 8.04 cm²	
		Ancrage des armatures dans les trumeaux $L_c \geq \frac{h}{4} + 50\Phi$	Lc=1.24m
Type de cisaillement		prépondérant	

		Niveau 7 ;8 ;9	G+Q+E	linteaux S1;S2
$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = 1.17 \text{KN/m}^2$				
b	0.2m	$\tau_b < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{MPa}$		
d	1.58m			
V	266.97KN	acier longitudinal		
$\bar{V} = 1.4V$	373.758KN	$A_t \geq \frac{M}{Z \cdot f_e}$	$A_t = 3.66 \text{cm}^2$	
L	1.30m	Armatures minimales longitudinales minimal		
h	1.76m	$A_l; A_l \geq 0.0015bh$	$A_l = 5.28 \text{cm}^2$	
Z=h-2d'	1.66m	On opte pour 2HA16 +2HA16 soit 6.16cm²		
M=1.4V x $\frac{L}{2}$	242.94KN.m	Acier transversaux		
α	51°	Linteaux courts	$\lambda_g = \frac{L}{h} = 0.73 < 1$	
		$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{\bar{V} + A_t \cdot f_e} = 10 \text{cm}$ $V = \min(V_1, V_2)$; $V_2 = 2V_u$; $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$ On fixe $A_t = 1.01 \text{cm}^2$ Soit deux HA8 On trouve S=10cm		
		Armatures minimales transversales $A_t \geq 0.0015bs$ si $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0025bs$ si $\tau_b \geq 0.025 f_{c28}$ $\tau_b \geq 0.025 f_{c28} \longrightarrow A_t = 2.2 \text{cm}^2$ soit 4HA8		
		Armature minimal de peau $A_c \geq 0.002bh$		
		On opte pour 4HA16 soit 8.04 cm²		Ac=7.4cm²
		Ancrage des armatures dans les trumeaux		
		$L_c \geq \frac{h}{4} + 50\Phi$		Lc=1.24m
Type de cisaillement		modéré		

Niveau 10 ;11 ;12		G+Q+E	linteaux S1;S2		
$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = 0.91 \text{Kn/m}^2$					
b	0.2m	$\tau_b < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{MPa}$			
d	1.58m				
V	206.97KN	acier longitudinaux			
$\bar{V} = 1.4V$	289.38KN	$A_t \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$	$A_t = 2.83 \text{cm}^2$		
L	1.30m	Armatures minimales longitudinales minimal $A_l; A_l \geq 0.0015bh$			
h	1.76m			$A_l = 5.28 \text{cm}^2$	
Z=h-2d'	1.66m			On opte pour 2HA16+2HA16 soit 6.16cm²	
$M = 1.4V \times \frac{L}{2}$	188.1KN.m				
α	51°	Acier transversaux			
		Linteaux courts	$\lambda g = \frac{L}{h} = 0.73 < 1$		
		$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{\bar{V} + A_t \cdot f_e} = 10 \text{cm}$ $V = \min(V_1, V_2) ; V_2 = 2V_u ; V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} ; M_c = A_t \cdot f_e \cdot Z$ On fixe $A_t = 1.01 \text{cm}^2$ Soit deux HA8 On trouve S=10cm			
		Armatures minimales transversales $A_t \geq 0.0015bs$ si $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0025bs$ si $\tau_b \geq 0.025 f_{c28}$ $\tau_b \geq 0.025 f_{c28} \longrightarrow A_t = 2.2 \text{cm}^2$ soit 4HA8			
		Armature minimal de peau $A_c \geq 0.002bh$ On opte pour 4HA16 soit 8.04 cm² $A_c = 7.4 \text{cm}^2$			
		Ancrage des armatures dans les trumeaux $L_c \geq \frac{h}{4} + 50\Phi$ Lc=1.24m			
Type de cisaillement	modéré				

Niveau 13 ; 14		G+Q+E	linteaux S1;S2
$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot 0 \cdot x \cdot d} = 0.42 \text{Kn/m}^2$			
b	0.2m	$\tau_b < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{MPa}$	
d	1.58m		
V	96.81KN	acier longitudinal	
$\bar{V} = 1.4V$	134.97KN	$A_t \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$	$A_t = 1.32 \text{cm}^2$
L	1.30m	Armatures minimales longitudinales minimal	
h	1.76m	$A_1, A_l \geq 0.0015bh$	$A_1 = 5.28 \text{cm}^2$
Z=h-2d'	1.66m	On opte pour 2HA16+2HA16 soit 6.16cm²	
M=1.4V x $\frac{L}{2}$	87.73KN.m	Acier transversaux	
α	51°	Linteaux courts	$\lambda g = \frac{L}{h} = 0.73 < 1$
		$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{\bar{V} + A_t \cdot f_e} = 20 \text{cm}$ $V = \min(V_1, V_2)$; $V_2 = 2V_u$; $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $M_c = A_t \cdot f_e \cdot Z$ On fixe $A_t = 1.01 \text{cm}^2$ Soit deux HA8 On troue S=20cm	
		Armatures minimales transversales $A_t \geq 0.0015bs$ si $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0025bs$ si $\tau_b \geq 0.025 f_{c28}$ $\tau_b \geq 0.025 f_{c28} \longrightarrow A_t = 2.2 \text{cm}^2$ soit 4HA8	
		Armature minimal de peau $A_c \geq 0.002bh$	
		On opte pour 4HA16 soit 8.04 cm²	$A_c = 7.4 \text{cm}^2$
		Ancrage des armatures dans les trumeaux	
		$L_c \geq \frac{h}{4} + 50\Phi$	$L_c = 1.24 \text{m}$
Type de cisaillement	modéré		

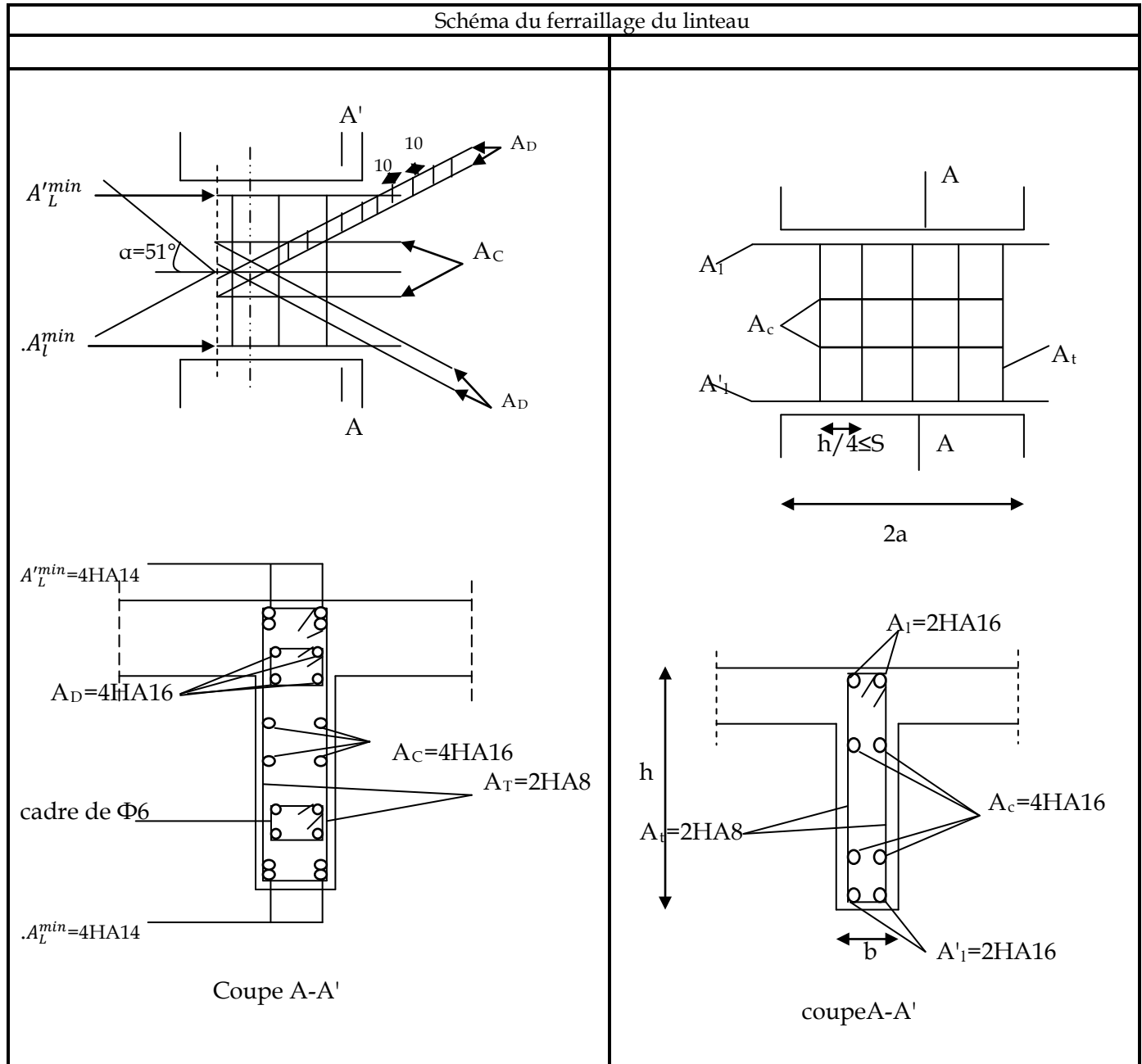
Niveau 2;3		G+Q+E	linteaux S3;S4
$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b0xd} = 0.62\text{Kn/m}^2$			
b	0.2m	$\tau_b < 0.06f_{c28} = 1.5\text{MPa}$	
d	1.58m		
V	140.42KN	acier longitudinalaux	
$\bar{V}=1.4V$	197.148KN	$A_t \geq \frac{M}{z.fe}$	$A_t = 1.32\text{cm}^2$
L	1.30m	Armatures minimales longitudinales minimal	
h	1.76m	$A_1; A_l \geq 0.0015bh$	$A_1 = 5.28 \text{ cm}^2$
Z=h-2d'	1.66m	On opte pour 2HA16 + 2HA16 soit 6.16cm²	
$M=1.4V \times \frac{L}{2}$	87.73KN.m		
α	51°	Acier transversaux	
		Linteaux courts	$\lambda_g = \frac{L}{h} = 0.73 < 1$
		$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{\bar{V} + A_t \cdot f_e} = 20\text{cm}$ $V = \min(V_1, V_2)$; $V_2 = 2V_u$; $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$ On fixe $A_t = 1.01 \text{ cm}^2$ Soit deux HA8 On trouve S=20cm Armatures minimales transversales $A_t \geq 0.0015bs$ si $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$ $A_t \geq 0.0025bs$ si $\tau_b \geq 0.025f_{c28}$ $\tau_b \geq 0.025f_{c28} \longrightarrow A_t = 2.2 \text{ cm}^2$ soit 4HA8	
		Armature minimal de peau $A_c \geq 0.002bh$	
		On opte pour 4HA16 soit 8.04 cm²	Ac=7.4cm²
		Ancrage des armatures dans les trumeaux	
		$L_c \geq \frac{h}{4} + 50\Phi$	Lc=1.24.m
Type de cisaillement		modéré	

Niveau 4;5 ; 6		G+Q+E	linteau S3;S4
$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = 0.65 \text{Kn/m}^2$			
b	0.2m	$\tau_b < 0.06f_{c28} = 1.5 \text{MPa}$	
d	1.58m		
V	147.89KN	acier longitudinal	
$\bar{V} = 1.4V$	207.04KN	$A_t \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$	$A_t = 2.02 \text{cm}^2$
L	1.30m	Armatures minimales longitudinales minimal	
h	1.76m	$A_1; A_l \geq 0.0015bh$	$A_1 = 5.28 \text{cm}^2$
Z=h-2d'	1.66m	On opte pour 2HA16 + 2HA16 soit 6.16cm²	
$M = 1.4V \times \frac{L}{2}$	134.6KN.m		
α	51°	Acier transversaux	
		Linteaux courts	$\lambda_g = \frac{L}{h} = 0.73 < 1$
		$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{\bar{V} + A_t \cdot f_e} = 15 \text{cm}$ $V = \min(V_1, V_2)$; $V_2 = 2V_u$; $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$ On fixe $A_t = 1.01 \text{cm}^2$ Soit deux HA8 On trouve $S = 15 \text{cm}$	
		Armatures minimales transversales $A_t \geq 0.0015bs$ si $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$ $A_t \geq 0.0025bs$ si $\tau_b \geq 0.025f_{c28}$ $\tau_b \geq 0.025f_{c28} \longrightarrow A_t = 2.2 \text{cm}^2$ soit 4HA8	
		Armature minimal de peau $A_c \geq 0.002bh$	
		On opte pour 4HA16 soit 8.04 cm²	Ac=7.4cm²
		Ancrage des armatures dans les trumeaux	
		$L_c \geq \frac{h}{4} + 50\Phi$	Lc=1.24m
Type de cisaillement	modéré		

Niveau 7;8;9		G+Q+E	linteau S3;S4
$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = 0.63 \text{Kn/m}^2$			
b	0.2m	$\tau_b < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{MPa}$	
d	1.58m		
V	142.63KN	acier longitudinaux	
$\bar{V} = 1.4V$	199.68KN	$A_t \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$	$A_t = 1.95 \text{cm}^2$
L	1.30m	Armatures minimales longitudinales minimal	
h	1.76m	$A_1; A_l \geq 0.0015bh$	$A_1 = 5.28 \text{cm}^2$
Z=h-2d'	1.66m	On opte pour 2HA16 + 2HA16 soit 6.16cm²	
$M = 1.4V \times \frac{L}{2}$	129.97KN.m	Acier transversaux	
α	51°	Linteaux courts	$\lambda_g = \frac{L}{h} = 0.73 < 1$
		$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{\bar{V} + A_t \cdot f_e} = 15 \text{cm}$ $V = \min(V_1, V_2)$; $V_2 = 2V_u$; $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $M_c = A_t \cdot f_e \cdot Z$ On fixe $A_t = 1.01 \text{cm}^2$ Soit deux HA8 On trouve S=15cm	
		Armatures minimales transversales $A_t \geq 0.0015bs$ si $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0025bs$ si $\tau_b \geq 0.025 f_{c28}$ $\tau_b \geq 0.025 f_{c28} \longrightarrow A_t = 2.2 \text{cm}^2$ soit 4HA8	
		Armature minimal de peau $A_c \geq 0.002bh$	
		On opte pour 4HA16 soit 8.04 cm²	$A_c = 7.4 \text{cm}^2$
		Ancrage des armatures dans les trumeaux	
		$L_c \geq \frac{h}{4} + 50\Phi$	$L_c = 1.24 \text{m}$
Type de cisaillement		modéré	

Niveau 10;11;12		G+Q+E	linteau S3;S4
$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b0xd} = 0.63\text{Kn/m}^2$			
b	0.2m	$\tau_b < 0.06f_{c28} = 1.5\text{MPa}$	
d	1.58m		
V	126.8KN	acier longitudinaux	
$\bar{V}=1.4V$	177.52KN	$A_t \geq \frac{M}{z.f_e}$	$A_t = 1.73\text{cm}^2$
L	1.30m	Armatures minimales longitudinales minimal	
h	1.76m	$A_1; A_l \geq 0.0015bh$	$A_1 = 5.28 \text{ cm}^2$
Z=h-2d'	1.66m	On opte pour 2HA16 + 2HA16 soit 6.16cm²	
$M=1.4V \times \frac{L}{2}$	115.38KN.m	Acier transversaux	
α	51°	Linteaux courts	$\lambda_g = \frac{L}{h} = 0.73 < 1$
		$S \leq \frac{A_t.f_e.L}{\bar{V}+A_t.f_e} = 15\text{cm}$ $V = \min(V_1, V_2) ; V_2 = 2V_u ; V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} ; M_c = A_1.f_e.Z$ On fixe $A_t = 1.01 \text{ cm}^2$ Soit deux HA8 On trouve S=15cm	
		Armatures minimales transversales $A_t \geq 0.0015bs$ si $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$ $A_t \geq 0.0025bs$ si $\tau_b \geq 0.025f_{c28}$ $\tau_b \geq 0.025f_{c28} \longrightarrow A_t = 2.2 \text{ cm}^2$ soit 4HA8	
		Armature minimal de peau $A_c \geq 0.002bh$ On opte pour 4HA16 soit 8.04 cm² $A_c = 7.4\text{cm}^2$	
		Ancrage des armatures dans les trumeaux $L_c \geq \frac{h}{4} + 50\Phi$ $L_c = 1.24\text{m}$	
Type de cisaillement		modéré	

Niveau 13;14		G+Q+E	linteau S3;S4
$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 x d} = 0.52 \text{Kn/m}^2$			
b	0.2m	$\tau_b < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{MPa}$	
d	1.58m		
V	117.75KN	acier longitudinaux	
$\bar{V} = 1.4V$	164.8KN	$A_t \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$	$A_t = 1.61 \text{cm}^2$
L	1.30m	Armatures minimales longitudinales minimal	
h	1.76m	$A'_1; A_l \geq 0.0015bh$	$A_1 = 5.28 \text{cm}^2$
Z=h-2d'	1.66m	On opte pour 2HA16 + 2HA16 soit 6.16cm²	
$M = 1.4V \times \frac{L}{2}$	107.15KN.m	Acier transversaux	
α	51°	Linteaux courts	$\lambda_g = \frac{L}{h} = 0.73 < 1$
		$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{\bar{V} + A_t \cdot f_e} = 18 \text{cm}$ $V = \min(V_1, V_2)$; $V_2 = 2V_u$; $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $M_c = A_1 \cdot f_e \cdot Z$ On fixe $A_t = 1.01 \text{cm}^2$ Soit deux HA8 On trouve S=15cm Armatures minimales transversales $A_t \geq 0.0015bs$ si $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0025bs$ si $\tau_b \geq 0.025 f_{c28}$ $\tau_b \geq 0.025 f_{c28} \longrightarrow A_t = 2.2 \text{cm}^2$ soit 4HA8	
		Armeture minimal de peau $A_c \geq 0.002bh$	
		On opte pour 4HA16 soit 8.04 cm²	$A_c = 7.4 \text{cm}^2$
		Ancrage des armatures dans les trumeaux	
		$L_c \geq \frac{h}{4} + 50\Phi$	Lc=1.24m
Type de cisaillement		modéré	



1- Introduction

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **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 leur résistance aux sollicitations extérieures

- **Fondation superficielles**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- * les semelles isolées.
- * les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- * les radiers.

- **Fondation profondes**

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelle ou radier).

2- Le choix de type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Le type d'ouvrage à fonder, donc les charges appliquées à la fondation
 - la résistance du sol,
 - le tassement du sol,

Ce choix doit satisfaire les critères suivants :

- la stabilité de l'ouvrage
- facilité d'exécution (coffrage)
- un faible coût de réalisation

3- Rapport géotechnique du sol

Le choix du type des fondations repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Les objectifs assignés à la présente étude sont :

- la reconnaissance géologique du sol,
- la définition de notre structure,
- l'évaluation des caractéristiques de résistance à la pénétration des différentes couches identifiées.

Investigation

Pour répondre à tous les objectifs assignés à l'étude géotechnique, les investigations suivantes ont été menées :

- examen des affleurements au niveau de site et de ses environs
- essai au pénétromètre dynamique

3.1- Essai de pénétromètre dynamique

La pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol par battage et de manière quasi- continue une tige munie à son extrémité d'une pointe débordante. Le nombre de coup de mouton correspondant à un enfoncement donné est noté au fur et à mesure de la pénétration dynamique de la pointe de sol. Les essais de laboratoire réalisées ont pour but de déterminer les caractéristiques suivantes :

- **Caractéristiques pondérales**
 - * Densité humide et sèche (δ_h , δ_d)
 - * Teneur en eau naturelle ($w\%$)
 - * Teneur en eau de saturation (w_s) et le degré de saturation (s_r %)
- **Caractéristiques intrinsèques**
 - * Limite d'atterberge (LL)
- **Caractéristiques mécaniques**
 - * Cohésion (Cu)
 - * L'angle de frottement (ϕ_u)

3.2- Interprétation des résultats et recommandation

Les investigations menées à l'aide d'essai au pénétromètre ont permis d'affiner la structure du terrain et de mesurer la résistance à la pénétration et la compacité des couches traversées. Cette étude on a conclue de la contrainte admissible du sol est de 2.5 bars à une profondeur de 4.00 m

4- Pré-dimensionnement des semelles :

4.1- Semelle isolé :

Pour le pré-dimensionnement, on considère uniquement l'effort normal « N » a l'ELS qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

Avec :

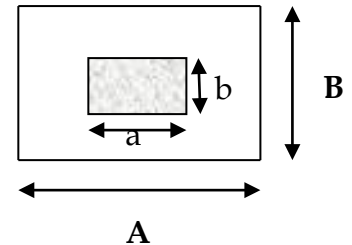
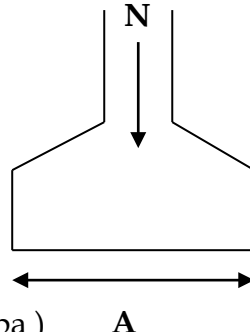
(A x B) Dimension de la semelle
(a x b) Dimension du poteau

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots 1 \quad \text{et} \quad \begin{cases} A \geq B \\ a \geq b \end{cases}$$

N : effort normale a l'ELS

σ_{sol} : capacité portante du sol

($\sigma_{sol} = 2.50 \text{ bar} = 250\text{kn.m}^2 = 0.250 \text{ Mpa}$)



Homothétie :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K$$

On remplaçant dans 1 on aura :

$$A\left(\frac{A}{K}\right) \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{KN_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$(KB)B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{K\sigma_{sol}}}$$

Pour le calcul on va prendre le poteau le plus sollicité (C15)

Poteau	N _s (kn)	$\bar{\sigma}_s$	A(m)	B(m)
C15	2737.42	250	3.45	3.16

Vue l'importance de leur dimensions (la surface des semelles est supérieur à la surface d'accise et risque de chevauchement) on va opter pour des semelles filantes

4.2- Semelle filante :

4.2.1- Pré-dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$$

σ_{sol} : capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar} = 250\text{kn.m}^2 = 0.250 \text{ Mpa}$)

B : largeur de la semelle

G et Q : charge et surcharge a la base du voile

L : longueur de la semelle sous voile

Donc on aura $B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous

a)- Sens longitudinale :

voiles	$\sigma_{sol}(kn/m^2)$	$N_s(kn)$	L(m)	B(m)
V5	250	7008.55	8.60	3.25
VP		4521.91	5.90	3.06
VP V4		9131.25	13.55	2.695
VP V2		5317.51	6.70	3.17
V3		3388.34	2.80	4.84
V1		5832.74	8.65	2.69

La surface des semelles filantes dans le sens longitudinal **S=140.80 m²**

b)- Sens transversale :

voiles	$\sigma_{sol}(kn/m^2)$	$N_s(kn)$	L(m)	B(m)
V10	250	5688.81	8.65	2.63
V8		3708.76	2.80	5.29
V9 VP		5257.74	6.70	3.13
V7 VP		9400.37	13.55	2.77
VP		4666.37	5.90	3.16
V6		7067.91	8.60	3.28

La surface des semelles filante dans le sens transversale **S= 143.15 m²**

Remarque :

On remarque que la surface totale des semelles filante (sous voile sans même inclure la surface des semelles sous poteaux) est supérieure à la moitié de la surface totale de l'accise de notre bâtiment

Surface total des semelles filantes sous voile $S_{filante} = 283.95 m^2$

Surface total de notre sol d'accise $S = 473.16 m^2$

$$S_{filante} = 283.95 m^2 > 50\%S = 236.57 m^2$$

Donc : on va opter pour un radier générale

4.3- Etude du radier :

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Permet une meilleure répartition des charges sur le sol de la fondation

4.3.1- Pré-dimensionnement du radier :

4.3.2- Epaisseur du tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

$$h_t \geq \frac{510}{20} = 25.5 \text{ cm} \quad \text{on opte pour } h_t = 30 \text{ cm}$$

4.3.3- Hauteur des nervures :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie

la condition suivante : $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{510}{10} = 51 \text{ cm} \quad \text{on opte pour } h_n = 55 \text{ cm}$$

Condition de vérification de la longueur d'élasticité : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est si celle-ci est vérifiée.

avec : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{d'où} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$

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 déformée $E=3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86\text{Mpa}$

$$\text{D'où } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 5.10\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot 40}{10818.865}} = 1.07 \text{ m} \quad \text{on prend } h_n = 110 \text{ cm}$$

4.3.4 Hauteur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis})$$

$$10.2 \leq h_d \leq 12.75 \quad h_d = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

On optera pour les dimensions suivantes :

- Hauteur du tablier $h_t = 30 \text{ cm}$
- Hauteur de la nervure $h_n = 110 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure $b_n = 60 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle flottante $h_d = 20 \text{ cm}$

4.4- Détermination de la surface nécessaire du radier :

Les efforts normaux sont tirés à partir du logiciel

$$N_u \text{ (ELU)} = 120905.50 \text{ kn}$$

$$N_s \text{ (ELS)} = 88186.90 \text{ kn}$$

$$\bullet \quad S_{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{120905.5}{1.33 \times 250} = 363.62 \text{ m}^2$$

$$\bullet \quad S_{ELS} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{88186.90}{250} = 352.74 \text{ m}^2$$

$$D'où : S_{rad} = \max(S_{ELU}, S_{ELS}) = \max(363.62, 352.74) = S_{rad} = 363.62 \text{ m}^2$$

La surface de l'accise de notre bâtiment $S_{bat} = 473.16 \text{ m}^2$

$$S_{bat} = 473.16 \text{ m}^2 > S_{rad} = 363.62 \text{ m}^2$$

Conclusion :

Donc on prend comme surface du radier celle de l'accise du bâtiment, en ajoutant un débord minimal fixé par les règles du BAEL.

Débord minimum :

$$h_{deb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de largeur $L_{deb} = 60 \text{ cm}$

Donc on aura une surface totale du radier

$$S_{débord} = (8.6 + 6.7 + 5.9 + 8.65 + 5.9 + 5.9 + 6.7 + 8.6$$

$$13.55 + 4.24 + 13.55 + 2.80 + 10.11 + 2.80 + 5.90 + 8.65) \times 0.60 = 71.1 \text{ m}^2$$

$$Donc : \text{La surface totale du radier } S_{rad} = (473.16 + 71.1) = 544.26 \text{ m}^2$$

4.5- Détermination des efforts à la base du radier :

4.5.1- Charge permanente :

$$G_{tot} = G_{bâtiment} + G_{rad}$$

$$G_{bâtiment} = 75818.47 \text{ kn}$$

G_{rad} = Poids du tablier + poids des nervures + poids de (T.V.O) + poids de la dalle porté

$$G_{rad} = 11755.47 \text{ kn}$$

$$\text{Poids du tablier} = 544.26 \times 0.3 \times 25 = 4081.95 \text{ kn}$$

$$\text{Poids des nervures} = (210 \times 0.6 \times (1.10 - 0.30)) \times 25 = 2520 \text{ kn}$$

$$\text{Poids du (T.V.O)} = [(544.26 \times (1.10 - (0.3 + 0.15)) - (127.2)] \times 17 = 3851.67 \text{ kn}$$

$$\text{Poids de la dalle porté} = [(473.16 \times 0.15) - (210 \times 0.6 \times 0.15)] \times 25 = 1301.85 \text{ kn}$$

$$G_{tot} = 87573.94 \text{ kn}$$

4.5.2- Charge d'exploitation :

$$Q_{tot} = Q_{bâtiment} + Q_{rad}$$

$$Q_{bâtiment} = 12368.42 \text{ kn}$$

$$Q_{rad} = 2.5 \times S_{radier} = 2.5 \times 544.26 = 1360.65 \text{ kn}$$

$$Q_{tot} = 13729.07 \text{ kn}$$

4.5.3- Combinaison d'actions :

A l'ELU: $N_u=1.35G+1.5Q= 138818.42 \text{ kn}$

A l'ELS: $N_s=G+Q= 101303.01 \text{ kn}$

5- Vérification

5.1- Vérification a la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \tau = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$b=1\text{m}$ $d=0.9 \times h_t=0.9 \times 0.3= 0.27 \text{ m}$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{138818.42}{544.26} \times \frac{5.1}{2} = 650.40 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{650.40}{1 \times 0.27} = 2408.89 \text{ kn/m}^2 = 2.4 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2.4 \text{ Mpa} < \tau_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

5.3- Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal (N) dus aux charges verticales et a un moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + V_0 \times h$$

Avec : M_0 : moment à la base l'ouvrage.

V_0 : effort tranchant à la base.

$h=1.1\text{m}$: hauteur du radier

a)- Sens longitudinale :

$M_0=82563.7 \text{ kn.m}$

$V_0=5067.83 \text{ kn}$

$M_x=88138.31 \text{ kn.m}$

b)- Sens transversale :

$M_0=75463.36 \text{ kn.m}$

$V_0=5067.83 \text{ kn}$

$M_y=81037.97 \text{ kn.m}$

5.3.2- Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

on doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{1.33\sigma_{sol}}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

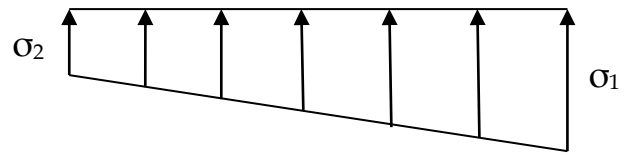


Figure : Diagramme des contraintes sous radier

5.3.3-Les inerties suivant les axes principaux de l'étude sismique

$$I_{xx} = 160787.62 \text{ m}^4 \quad X_G = 15.6 \text{ m}$$

$$I_{yy} = 153143.018 \text{ m}^4 \quad Y_G = 15.6 \text{ m}$$

Sens longitudinal : $M_x = 88138.31 \text{ kn.m}$

➤ L'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V \quad \sigma_1 = \frac{138818.42}{544.26} + \frac{88138.31}{153143.018} \times 15.6 = 265.08 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V \quad \sigma_2 = \frac{138818.42}{544.26} - \frac{88138.31}{153143.018} \times 15.6 = 245.03 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 265.08 + 245.03}{4} = 260.06 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m = 260.06 \text{ kn/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ kn/m}^2 \dots \dots \text{C.V}$$

➤ L'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V \quad \sigma_1 = \frac{101303.01}{544.26} + \frac{88138.31}{153143.018} \times 15.6 = 196.14 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V \quad \sigma_2 = \frac{101303.01}{544.26} - \frac{88138.31}{153143.018} \times 15.6 = 176.10 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 196.14 + 176.10}{4} = 191.13 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m = 191.13 \text{ kn/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 250 \text{ kn/m}^2 \dots \dots \text{C.V}$$

Sens transversale: $M_y = 81037.97 \text{ kn.m}$

➤ L'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V \quad \sigma_1 = \frac{138818.42}{544.26} + \frac{81037.97}{160787.62} \times 15.6 = 262.91 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V \quad \sigma_2 = \frac{138818.42}{544.26} - \frac{81037.97}{160787.62} \times 15.6 = 247.19 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 262.91 + 247.19}{4} = 258.98 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m = 258.98 \text{ kn/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ kn/m}^2 \dots \dots \text{C.V}$$

➤ L'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V \qquad \sigma_1 = \frac{101303.01}{544.26} + \frac{81037.97}{160787.62} \times 15.6 = 193.98 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V \qquad \sigma_2 = \frac{101303.01}{544.26} - \frac{81037.97}{160787.62} \times 15.6 = 178.26 \text{ kn/m}^2$$

$$D'o\grave{u} : \sigma_m = \frac{3 \times 193.98 + 178.26}{4} = 190.05 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m = 190.05 \text{ kn/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ kn/m}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

6- Ferrailage du radier :

6.1- Ferrailage du tablier :

Les panneaux \u00e9tant soumis \u00e0 des chargements sensiblement voisines et afin d'homog\u00e9niser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopt\u00e9 la m\u00eame section d'armatures, en consid\u00e9rant pour les calculs le panneau le plus sollicit\u00e9.

6.2- Identification du panneau:

$$L_x = 4.05 \text{ m}$$

$$L_y = 4.50 \text{ m}$$

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.05}{4.50} = 0.90 \qquad 0.4 \leq \rho_x = 0.90 \leq 1$$

Donc la dalles porte suivant deux directions.

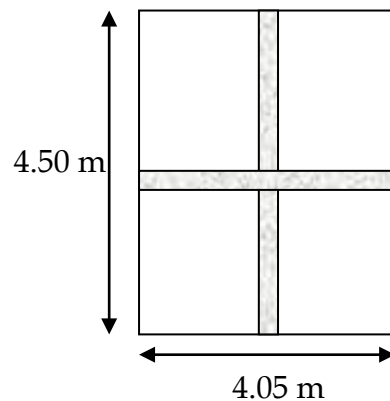


Figure : Le panneau le plus sollicit\u00e9

6.2-Charge support\u00e9 par le panneau :

Pour le calcul du ferrailage nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, car celui-ci par sa masse propre s'oppose aux actions du sol.

$$\text{A l'ELU} : q_{um} = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(260.06 - \frac{11755.47}{544.26} \right) \times 1 \text{ m} = 238.46 \text{ kn/ml}$$

$$\text{A l'ELS} : q_{sm} = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(191.13 - \frac{11755.47}{544.26} \right) \times 1 \text{ m} = 169.53 \text{ kn/ml}$$

6.3- Calcule des moments M_x et M_y a l'ELU :

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_x = 0.0458 \times 238.46 \times 4.05^2 \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{array} \right. \quad \nu=0, \rho=0.90$$

$$M_x' = 179.13 \text{ kn.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0.778 \times 179.13$$

$$M_y' = 139.37 \text{ kn.m}$$

6.4- Correction des moments :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel de ce panneau de dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leurs affectant un coefficient de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée

Sens x-x en :

Travées : $M_x=0.75 M_x'=0.75 \times 179.13 = 134.34 \text{ kn.m}$

Appuis: $M_{ax}=M_{bx}=0.5M_x'=0.5 \times 179.13 = 89.56 \text{ kn.m}$

Sens y-y en :

Travées : $M_y=0.75 M_y'=0.75 \times 139.37 = 104.52 \text{ kn.m}$

Appuis: $M_{ay}=M_{by} = 0.5M_y'=0.5 \times 139.37 = 69.68 \text{ kn.m}$

6.5- Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur et de 30 cm d'épaisseur.

6.5.1-Exemple de ferrailage :

Sens x-x : (en travée)

$$\mu = \frac{M_T^x}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{134.34 \times 10^5}{100 \times 25^2 \times 14.2 \times 100} = 0.151 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad \mu = 0.151 \quad \beta = 0.9183$$

$$A_{st} = \frac{M_T^x}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{134.34 \times 10^5}{0.9183 \times 25 \times 348 \times 100} \quad \square \quad A_{st} = 16.81 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 16.81 \text{ cm}^2 \implies$ on prend 6HA 20 = 18.85cm²avec $e_p=20\text{cm}$

Sens x-x : (en appuie)

$$\mu = \frac{M_a^x}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{89.56 \times 10^5}{100 \times 25^2 \times 14.2 \times 100} = 0.100 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad \mu = 0.10 \quad \beta = 0.9472$$

$$A_{st} = \frac{M_a^x}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{89.56 \times 10^5}{0.9472 \times 25 \times 348 \times 100} \quad \square \quad A_{st} = 10.86 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 10.86 \text{ cm}^2 \implies$ on prend 6HA 16 = 12.06cm²avec $e_p=20\text{cm}$

Ferrailage du panneau a l'ELU :

Sens		M (kn.m)	type	A (cm ²)	Aadopté	espace
Selon x-x	En travée	134.34	SSA	16.81	6HA16+6HA12enchapeau	20
	En appuie	89.56	SSA	10.86	6HA16	
Selon y-y	En travée	104.52	SSA	12.83	7HA16	15
	En appuie	69.68	SSA	8.39		

7- Vérifications a l'ELU :

7.1-Condition de non fragilité

Direction principale x-x

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 \quad \text{Avec HA400} \rightarrow W_0 = 0.0008$$

$$W_x = 0.0008 \times (3 - 0.9) / 2 = 0.00168$$

$$A_{min} \geq W_x \times b \times h = 0.00168 \times 100 \times 30 = 5.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 5.04 \text{ cm}^2 < A_x^t = 18.85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Direction secondaire y-y

$$W_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 = 0.0008$$

$$A_y \geq b \times h \times W_0 = 100 \times 30 \times 0.0008 = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.40 \text{ cm}^2 < A_y^t = 14.07 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

7.2-Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{238.46 \times 4.05}{2} = 482.88 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{482.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 1.93 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.93 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

7.3-Espacements des armatures

La fissuration est préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Selon x-x

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{90\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

Selon y-y :

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$$

$$St = 15\text{cm} < \min \{120\text{cm}, 45\text{cm}\} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

7.4- Diamètre maximal des barres

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 300/10 = 30\text{mm.}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 20 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

8-Vérification à l'ELS :

8.1- Calcul des moments M_x et M_y a l'ELS

$$M_x = \mu_x q_s l_x^2 \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{array} \right.$$

$$M_x = 0.0529 \times 169.53 \times 4.05^2 \quad v=0.2, \rho=0.90$$

$$M_x' = 147.09 \text{ kn.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x'$$

$$M_y = 0.846 \times 147.09$$

$$M_y' = 124.43 \text{ kn.m}$$

8.2- Correction des moments :

Sens x-x en :

Travées : $M_x = 0.75 M_x' = 0.75 \times 147.09 = 110.31 \text{ kn.m}$

Appuies: $M_{ax} = M_{bx} = 0.5 M_x' = 0.5 \times 147.09 = 73.54 \text{ kn.m}$

Sens y-y en :

Travées : $M_y = 0.75 M_y' = 0.75 \times 124.43 = 93.32 \text{ kn.m}$

Appuies: $M_{ay} = M_{by} = 0.5 M_y' = 0.5 \times 124.43 = 62.21 \text{ kn.m}$

8.3- Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2/BAEL91) :

On va considérer les fissurations comme préjudiciable car notre tablier est en contact direct avec l'eau

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(240 \text{ MPA} ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma} s = \min \{ 266.7, \max(240 ; 201.63) \} = 240 \text{ MPa}$$

a)-Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 \quad \rho_1 \leq k_1 \text{ et } \beta_1$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad b=100 \text{ cm} \quad d=25 \text{ cm}$$

b)- Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

C-) Tableau des vérifications a l'ELS :

Sens		AS(cm ²)	MS(kn.m)	ρ1	β1	K	σS(MPa)	σs (MPa)	σb	σ̄ b	Obs
xx	Travée	18.85	110.31	0.754	0.8747	24.91	267.61	240	10.74	15	CNV
	Appuis	18.85	73.54	0.754	0.8747	24.91	178.40	240	7.16	15	CV
yy	Travée	14.07	93.32	0.562	0.8883	29.77	298.66	240	10.03	15	CNV
	Appuie	14.07	62.21	0.562	0.8883	29.77	199.09	240	6.68	15	CV

Conclusion

Les contraintes dans le béton sont vérifiées $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$

Les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées $\sigma_s \geq \bar{\sigma}_s$ (en travée selon xx et yy)

Donc on va passer au calcul des armature a l'ELS

D-) Calcul des armatures a l'ELS :

Sens		M (kn.m)	type	A (cm ²)	Aadopté	St
Selon x-x	En travée	110.31	SSA	25.01	6HA20+6HA12en chapeau=25.64	20
	En appuie	73.54	SSA	16.64	6HA20 =18.85	
Selon y-y	En travée	93.32	SSA	21.64	7HA16+7HA12en chapeau=21.99	15
	En appuie	62.21	SSA	14.01	7HA16=14.07	

Conclusion :

Donc on va ferrailer notre tablier selon le ferrailage obtenue à l'ELS

9- Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console encastrée dans le radier soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $q_u = 238.46 \text{ kn/ml}$

$$M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-238.46 \times 0.6^2}{2} = -42.92 \text{ kn.m}$$

A l'ELS : $q_s = 169.53 \text{ kn/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{-169.53 \times 0.6^2}{2} = -30.51 \text{ kn.m}$$

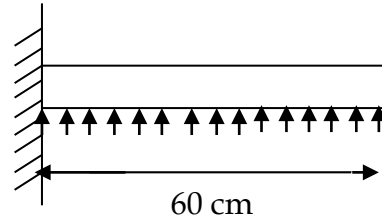


Figure : Schéma statique du débord

9.1- Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

$b = 1\text{m}$ $d = 25 \text{ cm}$ $f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$ $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42.92 \times 10^5}{100 \times 25^2 \times 14.2 \times 100} = 0.048 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad \mu = 0.048 \quad \beta = 0.9754$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42.92 \times 10^5}{0.9754 \times 25 \times 348 \times 100} \quad \square \quad A_{st} = 5.05 \text{ cm}^2$$

On opte : $A = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec $s_t = 20\text{cm}$

b) Armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte : $A = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $s_t = 30\text{cm}$

Remarque :

Les armatures du tablier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

Donc on aura : selon x-x **6HA20+6HA12 en chapeau = 25.64 cm² s_t = 20 cm**
 selon y-y **7HA16+7HA12 en chapeau = 21.99 cm² s_t = 15 cm**

10- Vérification a l'ELU :

10.1- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 25 \times 2.1}{400} = 3.01 \text{ cm}^2$$

Sens x-x : $25.64 \text{ cm}^2 > 3.01 \text{ cm}^2$ C.V

Sens y-y : $21.99 \text{ cm}^2 > 3.01 \text{ cm}^2$ C.V

10.2- Calcul de l'espacement :

C'est le même espacement que celui du tablier

11- Vérification a l'ELS :

On doit vérifier que :

Les contraintes dans l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa}$

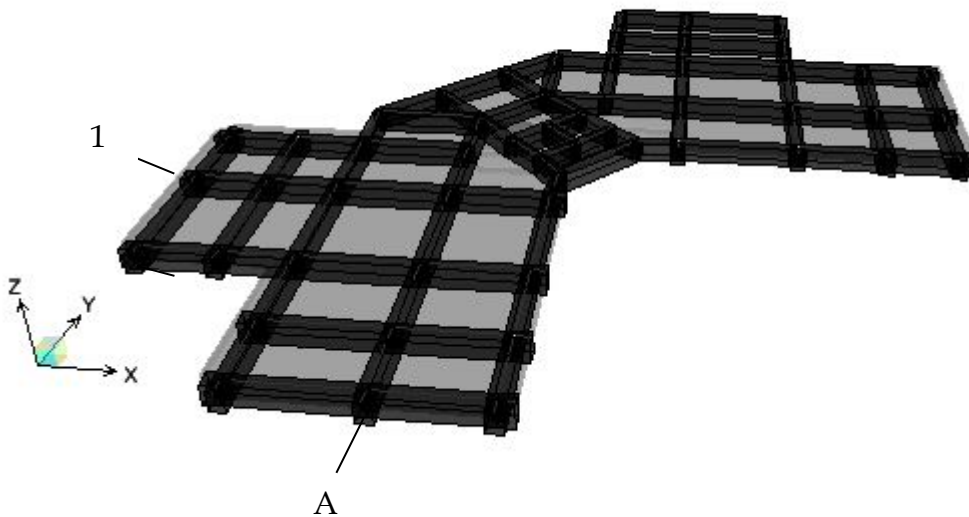
Les contraintes dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Sens	$A_S(\text{cm}^2)$	$M_S(\text{kn.m})$	ρ_1	β_1	K	$\sigma_S(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
x-x	25.64	-30.51	1.00	0.8583	20.27	56.58	240	2.79	15	CV
y-y	21.99	-30.51	0.87	0.8674	22.70	63.98	240	2.81	15	CV

12- Ferrailage des nervures :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales. Afin de terminer les efforts internes qui en résulte nous avons utilisé le logiciel ETABS en modélisant le radier général avec toutes les caractéristiques géométriques et les données notamment les chargements q_u et q_s .

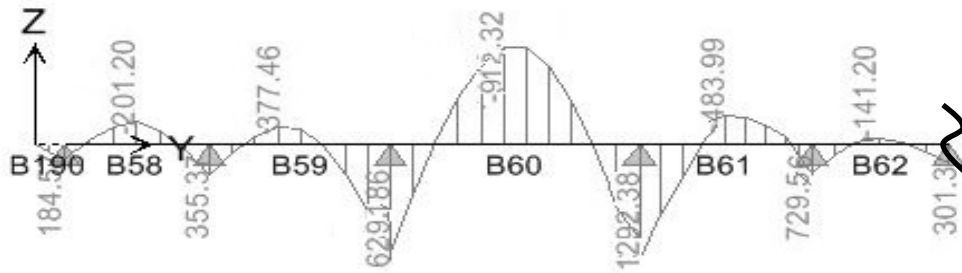
Après analyse nous avons tiré les résultats suivant :



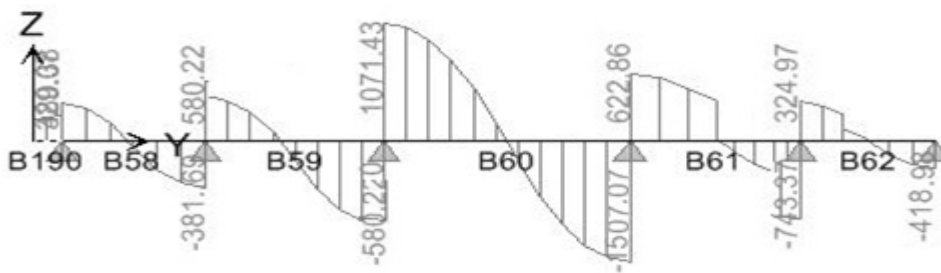
Note : le calcul ce fera pour les nervure de la file (A) et (1)

12.1- Les diagrammes obtenus à l'ELU sont les suivant :

Pour la file (A)

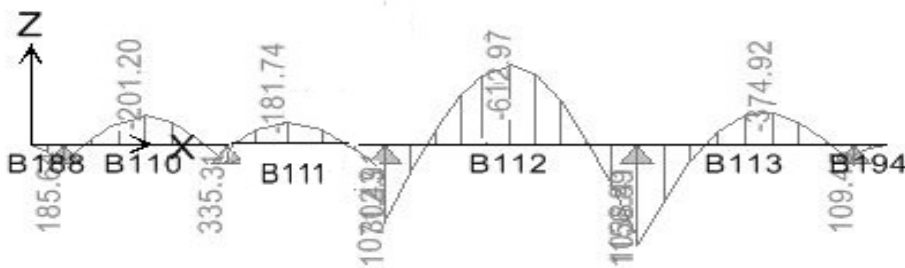


Diagrammes des moments fléchissant a l'ELU pour la fille A

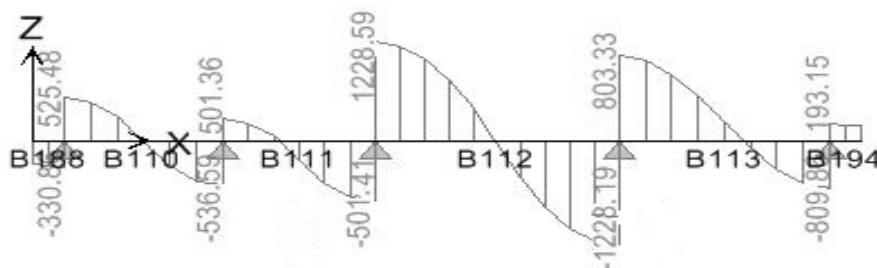


Diagrammes des efforts tranchants a l'ELU pour la fille A

Pour la file (1)



Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU pour la fille 1



Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU pour la fille 1

12.2-Les efforts internes dans les nervures sont résumés dans les tableaux suivant :

a) Pour la file (A)

		ELU		ELS	
		M _{3 max} (kn.m)	V _{MAX} (kn)	M _{3 max} (kn.m)	V _{MAX} (kn)
B58	En appuie	335.334	536.54	238.402	381.44
	En travée	-201.201		-143.041	
B59	En appuie	259.504	816.13	447.25	580.22
	En travée	-377.46		-268.35	
B60	En appuie	1292.383	1507.07	832.084	1071.43
	En travée	-912.322		-648.603	
B61	En appuie	729.506	-1045.62	518.633	-643.37
	En travée	-483.994		-344.089	
B62	En appuie	301.356	-589.31	214.245	-418.96
	En travée	-141.203		-100.386	

b) Pour la file (1)

		ELU		ELS	
		M _{3 max} (kn.m)	V _{MAX} (kn)	M _{3 max} (kn.m)	V _{MAX} (kn)
B110	En appuie	335.334	536.54	238.402	381.44
	En travée	-201.201		-143.041	
B111	En appuie	302.906	-635.06	215.347	356.44
	En travée	-181.744		-129.208	
B112	En appuie	1012.429	1228.59	634.812	773.45
	En travée	-612.966		-392.655	
B113	En appuie	654.702	-809.83	465.452	-575.74
	En travée	-374.921		-266.545	

12.3- Ferrailage des nervures suivant la file (A) à l'ELU:

Notre nervure sera calculée en flexion simple.

$$h_n=110 \text{ cm} \quad b_n= 60 \text{ cm} \quad d= 105 \text{ cm}$$

		M _{3 max} (kn.m)	obs	A _{calculé} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
B58	En appuie	335.334	SSA	9.41	5HA12 filante +5HA10 en chapeau
	En travée	-201.201	SSA	5.45	5HA12 filante
B59	En appuie	259.504	SSA	7.29	6 HA16 filante
	En travée	-377.46	SSA	10.48	6HA16 filante
B60	En appuie	1292.383	SSA	38.27	(6HA20+4HA16)filante +6HA16 en chapeau =38.95
	En travée	-912.322	SSA	26.24	(6HA20+4HA16) filante=26.89
B61	En appuie	729.506	SSA	20.87	(6HA14+2HA12) filante+6HA12 en chapeau
	En travée	-483.994	SSA	13.02	(6HA16+2HA12) filante
B62	En appuie	301.356	SSA	8.35	6HA12+2HA12 en chapeau
	En travée	-141.203	SSA	3.88	6HA12 filante

Conclusion :

Pour des questions de facilité de mise en œuvre les nervures suivant la fille(A) seront ferrillées comme suit :

Lits inférieur : **(6HA20+4HA16) filante +6HA16 en chapeau**

Lits supérieur : **(6HA20+4HA16) filante**

12.4- Ferrailage des nervures suivant la fille (1) à l'ELU:

		M ₃ max(kn.m)	obs	A _{calculé} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
B110	En appuie	335.334	SSA	9.41	5HA12 filante+5HA10 en chapeau
	En travée	-201.201	SSA	5.45	5HA12 filante
B111	En appuie	302.906	SSA	8.35	5HA12 filante+5HA10 en chapeau
	En travée	-181.744	SSA	4.92	5HA12 filante
B112	En appuie	1012.429	SSA	28.87	6HA20 filante+6HA16 en chapeau=30.90
	En travée	-612.966	SSA	17.26	6HA20 filante = 18.85
B113	En appuie	654.702	SSA	18.04	6HA16 filante+4HA14 en chapeau
	En travée	-374.921	SSA	10.48	6HA16 filante

Conclusion :

Les nervures suivant la fille(1) seront ferrillées comme suit :

Lits inférieur : **6HA20 filante+6HA16 en chapeau**

Lits supérieur : **6HA20 filante**

Remarque :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à 3 cm²/ml de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, (BAEL91,art4, 5,3,4)

$$A_p = 3\text{cm}^2 / \text{m} \times 1.10 \text{ m} = 3.3 \text{ cm}^2$$

Donc on va opter pour **3HA12=3.39 cm² par paroi**

12.5- Vérifications des sections minimales :

12.5.1- Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)..... [2]

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition

suivante
$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 105 \times 2,1}{400} = 7.60 \text{ cm}^2$$

a) Suivant la fille (A) : en appui $A_s = 38.95 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.60 \text{ cm}^2$
 en travée $A_s = 26.89 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.60 \text{ cm}^2$

b) Suivant la fille (1) : en appui $A_s = 30.91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.60 \text{ cm}^2$
 en travée $A_s = 18.85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.60 \text{ cm}^2$

12.5.2- Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (Art 7.5.2.1/RPA2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) = 0,005 \times 60 \times 110 = 33 \text{ cm}^2$$

a) Suivant la fille (A) : $A_{\text{tot}} = 65.84 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.60 \text{ cm}^2$

b) Suivant la fille (1) : $A_{\text{tot}} = 49.76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.60 \text{ cm}^2$

13- Vérification à l'ELU :

13.1- Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles (BAEL91.art A.5.1).... [2]

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

Nervure suivant (A)

$$\tau_u = \frac{1507.07 \times 10^3}{600 \times 1050} = 2.39 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

Nervure suivant (1)

$$\tau_u = \frac{1228.59 \times 10^3}{600 \times 1050} = 1.95 \text{ MPa}$$

13.2- Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)..... [2]

La fissuration étant préjudiciable, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

a) Nervure suivant (A) : $\tau_u = 2.39 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

b) Nervure suivant (1) : $\tau_u = 1.95 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

13.3- Calcul des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

Φ_1 : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

$$\Phi_t \leq \min(31,42 \text{ mm}, 16 \text{ mm}, 30 \text{ mm}) = 15.00 \text{ mm}$$

Soit : $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

On optera pour 3 cadre ($A_t = 4HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$)

13.4- Condition d'espacement de construction correcte : (Art A.5.1, 22 / BAEL91)

$$S_{tmax} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 40\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(94.5; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm.}$$

13.5-Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003).....[2]

a) Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{110}{4}; 12 \times 1.6\right\}\right) = \min(10\text{cm}; 19.20\text{cm}) = 10\text{cm}$$

On opte pour **St=15 cm.**

b) Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 55\text{cm.}$ On opte pour **St_{max}=20cm**

13.6- Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante : **A_t^{min} = 3‰ S_t × b**

Zone nodale : $A_{min} = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 4.71 \text{ cm}^2 \dots C.V$

Zone courante : $A_{min} = 0.003 \times 20 \times 60 = 3.6 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 4.71\text{cm}^2 \dots C.V$

14-Vérification a l'ELS

14.1-Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2/BAEL91) :

on va considérer les fissurations comme préjudiciable car notre tablier est en contact direct avec l'eau $\bar{\sigma} = \min\left\{\frac{2}{3} \cdot f_e; \max(240 \text{ MPA}; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right\}$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266.7, \max(240; 201.63)\} = 240 \text{ MPa}$$

14.2- Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 \quad \rho_1 \leq k_1 \text{ et } \beta_1$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad b=60 \text{ cm} \quad d=105 \text{ cm}$$

14.3- Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

Vérifications a l'ELS suivant la file A:

		$A_s(\text{cm}^2)$	$M_s(\text{kn.m})$	ρ_1	β_1	K	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
B58	appuie	38.95	238.402	0.618	0.8816	23.34	66.12	240	2.83	15	CV
	travée	26.89	-143.041	0.426	0.9006	35.32	56.253	240	1.59	15	CV
B59	appuie	38.95	447.25	0.618	0.8816	23.34	124.04	240	5.31	15	CV
	travée	26.89	-268.35	0.426	0.9006	35.32	105.53	240	2.987	15	CV
B60	appuie	38.95	832.084	0.618	0.8816	23.34	230.78	240	9.88	15	CV
	travée	26.89	-648.603	0.426	0.9006	35.32	255.07	240	7.221	15	CV
B61	appuie	38.95	518.633	0.618	0.8816	23.34	143.84	240	6.16	15	CV
	travée	26.89	-344.089	0.426	0.9006	35.32	135.31	240	3.831	15	CV

Vérifications a l'ELS suivant la file 1:

		$A_s(\text{cm}^2)$	$M_s(\text{kn.m})$	ρ_1	β_1	K	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
B110	appuie	30.91	238.402	0.490	0.8942	32.25	82.14	240	2.547	15	CV
	travée	18.85	-143.041	0.299	0.9159	44.45	78.906	240	1.775	15	CV
B111	appuie	30.91	215.347	0.490	0.8942	32.25	74.202	240	2.300	15	CV
	travée	18.85	-129.208	0.299	0.9159	44.45	71.275	240	1.603	15	CV
B112	appuie	30.91	634.812	0.490	0.8942	32.25	218.73	240	6.782	15	CV
	travée	18.85	-392.655	0.299	0.9159	44.45	216.60	240	4.872	15	CV
B113	appuie	30.91	465.452	0.490	0.8942	32.25	160.38	240	4.973	15	CV
	travée	18.85	-266.545	0.299	0.9159	44.45	147.03	240	3.307	15	CV

Calcul du voile périphérique de soutènement :

1- Introduction :

Le voile périphérique assure un chainage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il doit assurer les fonctions suivante :

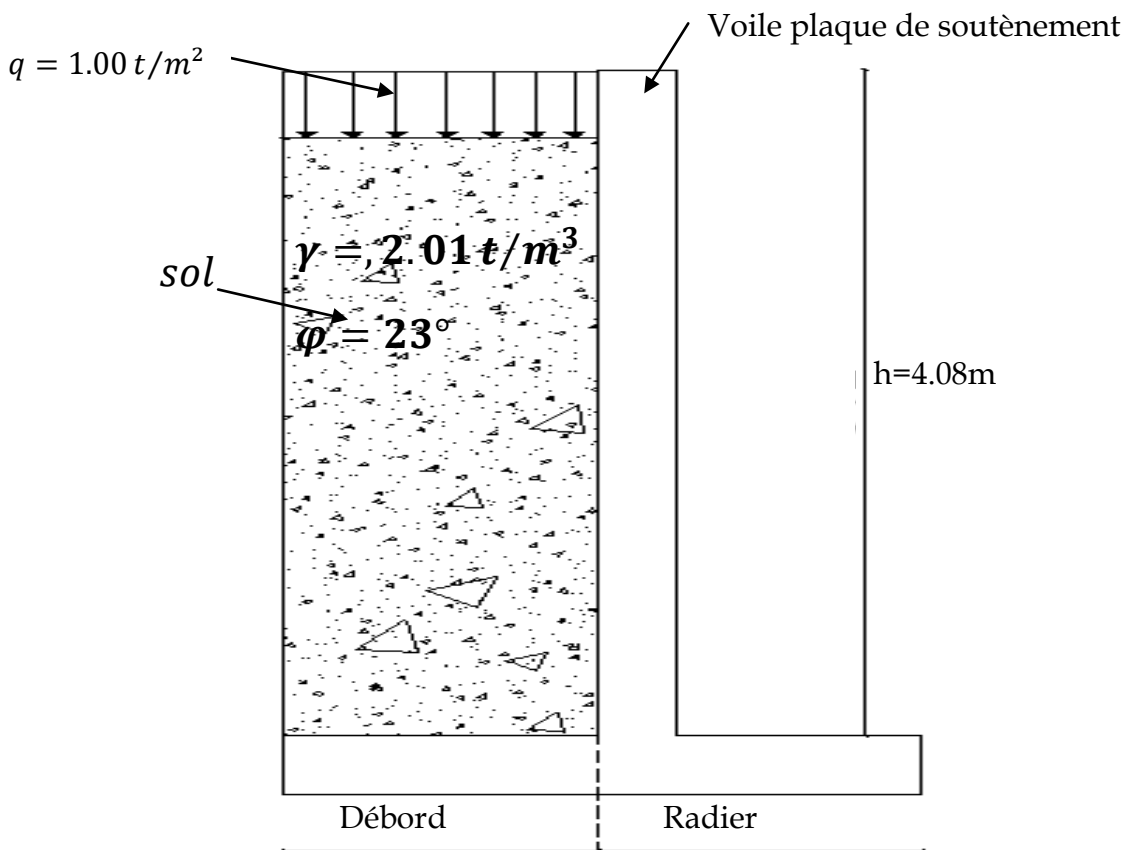
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol
- Assurer une bonne stabilité de l'ouvrage et limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations
- Assurer la fonction de soutènement des terres

2- Pré- dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de **20 cm**.

3- Contraintes de sollicitation :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.



Coupe du voile périphérique de soutènement

3.1- Méthode de RANKINE :

En plus des hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope ;
- Condition de déformation plane ;
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB ;
- Massif à surface libre plane.

RANKINE (1857) avait rajouté l’hypothèse que la présence d’un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif, en résumé dans ces hypothèses ($\lambda = \delta = \beta = 0$)!!!

	Poussée	Butée
Sol frottant ($\varphi \neq 0, c = 0$)	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v$	$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v$
Sol cohérent ($\varphi_u = 0, c_u \neq 0$)	$\sigma_a = \sigma_v - 2 \cdot c_u$	$\sigma_a = \sigma_v + 2 \cdot c_u$
Sol frottant et cohérent ($\varphi \neq 0, c \neq 0$)	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$	$\sigma_a = K_p \cdot \sigma_v + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$

Avec :

- $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ pour la poussée.
- $K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ pour la butée.

Dans notre cas on a un sol frottant($\varphi \neq 0, c \neq 0$) , notre voile plaque est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres, donc les contraintes qui s’exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V \quad ; \quad K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :

- K_a : Coefficient de poussée des terres ;
- φ : Angle de frottement.

3.2- Caractéristique du sol :

$\gamma = 2.01 \text{ t/m}^3$
 $q = 1 \text{ t/m}^2$ (surcharge éventuelle)
 $c = 0 \text{ bars}$ (sol drainée)
 $\varphi = 30^\circ$ donc **$K_a = 0.44$**

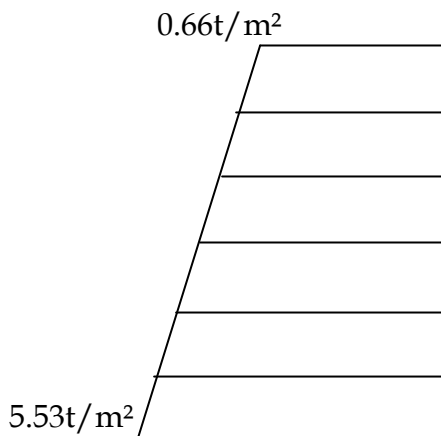
3.3- calcul des sollicitations :

ELU :

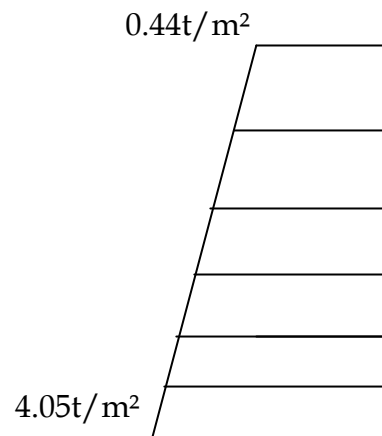
$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$ avec $\sigma_V = (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q)$;
 $h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0.44 \times (1.5 \times 1) = \mathbf{0.66 \text{ t/m}^2}$;
 $h = 4.08\text{m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0.44 \times (1,35 \times 2.01 \times 4.08 + 1.5 \times 1) = \mathbf{5.53 \text{ t/m}^2}$.

ELS:

$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a \cdot (\gamma \cdot h + q)$;
 $h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0.44 \times (1) = \mathbf{0.44 \text{ t/m}^2}$;
 $h = 4.08\text{m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0.44 \times (2.01 \times 4.08 + 1) = \mathbf{4.05 \text{ t/m}^2}$.



ELU



ELS

Diagrammes des contraintes

Pour une bande de 1m

ELU: $q_u = \frac{3\sigma_{H_2} + \sigma_{H_1}}{4} \cdot 1\text{m} = \frac{3 \times 5.53 + 0.66}{4} = 4.31 \text{ t/ml} = 43.1 \text{ Kn/ml}$

ELS: $q_s = \frac{3\sigma_{H_2} + \sigma_{H_1}}{4} \cdot 1\text{m} = \frac{3 \times 4.05 + 0.44}{4} = 3.15 \text{ t/ml} = 31.50 \text{ Kn/ml}$

4- Ferrailage du voile plaque de soutènement :

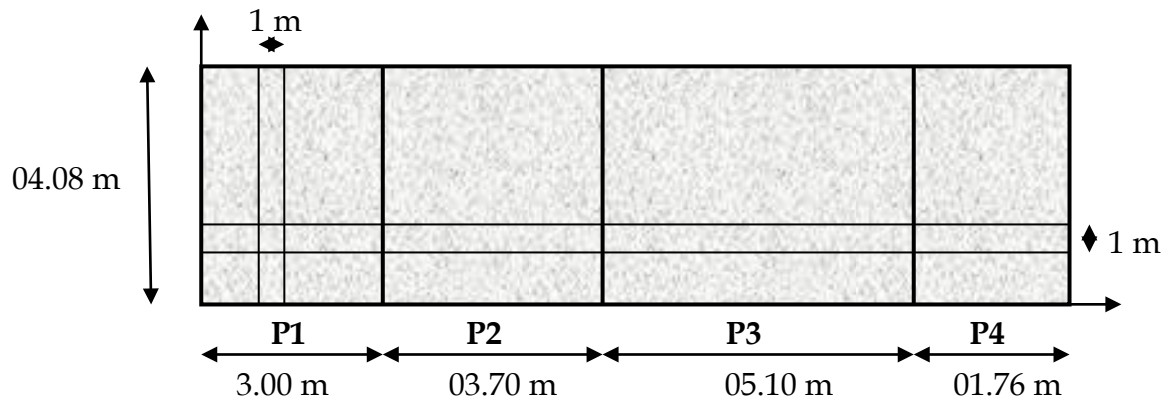
4.1- Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré a la base et semi encastré des trois autres coté :

-Encastrement : au niveau de l'infrastructure

-Semi encastrement : au niveau des poteaux et poutres

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.



4.2- Le mode de fonctionnement des panneaux :

Panneau 1 : $\rho = \frac{3.00}{4.08} = 0.73$

Panneau 2 : $\rho = \frac{3.70}{4.08} = 0.90$

Panneau 3 : $\rho = \frac{4.08}{5.10} = 0.8$

Panneau 4 : $\rho = \frac{1.76}{4.08} = 0.43$

Conclusion : $0.40 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$ donc tous les panneaux travaillent selon deux sens

4.3- Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Les panneaux 1 et 4 :

Panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, les moments seront affectés des coefficients suivant :

-Moment en travée : 0.85

-Moment d'encastrement sur les deux grands cotés

0.3 appuie de rive

0.5 autre appuis

Les panneaux 2 et 3 :

Panneaux de dalle continue au-delà de ces appuis, les moments seront affectés des coefficients suivant :

- Moment en travée :0.75
- Moment d'encastrement sur les deux grands cotés
0.5 appuie de rive

3.5- Panneau 1 :

3.5.1- Calcule des moments M_x et M_y a l'ELU :

$$\begin{aligned} M_x &= \mu_x q l_x^2 \\ M_x &= 0.0646 \times 43.1 \times 3.00^2 \end{aligned} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0646 \\ \rho = 0.73 \\ \mu_y = 0.479 \end{array} \right.$$

$M_{1x} = 25.05 \text{ kn.m}$

$M_y = \mu_y M_x$

Note: $M_y/M_x = 0.47 > 0.25 \dots\dots\dots C.V$

$M_y = 0.479 \times 25.05$

$M_{1y} = 11.99 \text{ kn.m}$

3.5.2-Correction des moments

Sens x-x en :

Travées : $M_x = 0.85 M_{1x} = 0.85 \times 25.05 = \mathbf{21.29 \text{ kn.m}}$

Appuies: $M_{ax} = M_{bx} = 0.5 M_{1x} = 0.5 \times 25.05 = \mathbf{12.52 \text{ kn.m}}$

Sens y-y en :

Travées : $M_y = 0.85 M_{1y} = 0.85 \times 11.99 = \mathbf{10.19 \text{ kn.m}}$

Appuies : $M_{ay} = M_{by} = 0.5 M_{1x} = 0.5 \times 25.05 = \mathbf{12.52 \text{ kn.m}}$

3.5.3-Calcule des moments M_x et M_y a l'ELS :

$$\begin{aligned} M_{1x} &= 0.0708 \times 31.5 \times 3.00^2 = \mathbf{20.07 \text{ kn.m}} \\ M_{1y} &= 0.620 \times 27.46 = \mathbf{12.44 \text{ kn.m}} \end{aligned} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0708 \\ \rho = 0.73 \\ \mu_y = 0.620 \end{array} \right.$$

3.5.4-Correction des moments

Sens x-x en :

Travées : $M_x = 0.85 M_{1x} = 0.85 \times 20.07 = \mathbf{17.061 \text{ kn.m}}$

Appuies: $M_{ax} = M_{bx} = 0.5 M_{1x} = 0.5 \times 20.07 = \mathbf{10.03 \text{ kn.m}}$

Sens y-y en :

Travées : $M_y = 0.85 M_{1y} = 0.85 \times 12.44 = \mathbf{10.57 \text{ kn.m}}$

Appuies : $M_{ay} = M_{by} = 0.5 M_{1x} = 0.5 \times 20.07 = \mathbf{10.03 \text{ kn.m}}$

3.5.5- Moments dans les panneaux a L'ELU :

	M _{1X}	M _{1Y}	Zone	Moment corrigée	
				Sens x-x	Sens y-y
Panneau1	25.05	11.87	Travée	21.29	10.09
			Appuis	12.52	12.52
Panneau2	27.02	21.02	Travée	20.26	15.76
			Appuis	13.511	13.51
Panneau3	63.33	37.68	Travée	47.503	28.26
			Appuis	31.66	31.66
Panneau4	13.80	3.452	Travée	11.73	2.93
			Appuis	6.90	6.904

3.5.6-Moment dans les panneaux a L'ELS :

	M _{1X}	M _{1Y}	Zone	Moment corrigée	
				Sens x-x	Sens y-y
Panneau1	20.07	12.44	Travée	17.061	10.57
			Appuis	10.03	10.03
Panneau2	22.81	19.29	Travée	17.10	14.47
			Appuis	11.40	11.40
Panneau3	51.78	36.76	Travée	38.83	27.57
			Appuis	25.89	25.89
Panneau4	10.43	3.307	Travée	8.86	2.811
			Appuis	5.217	5.217

5- Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur et de 20cm d'épaisseur.

5.1- Recommandations du RPA : (arct 10-1-2)

Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10%Bxh dans les deux sens (Horizontal et vertical)

* $A_{min} \geq 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de HA8

Remarque : $S_T \leq 25 \text{ cm}$

5.2- Calcule du ferrailage à l'ELU :

Panneau	Zone	Mu	obs	A cm ²	A _{min} cm ²	Chois des barres	St(cm)	
1	X-X	appuis	21.29	SSA	03.58	2.00	5 HA10	20
		travée	12.52	SSA	02.10			
	Y-Y	appuis	10.09	SSA	1.66		5 HA8	20
		travée	12.52	SSA	2.10			
2	X-X	appuis	20.26	SSA	3.43	2.00	5 HA10	20
		travée	13.511	SSA	2.25			
	Y-Y	appuis	15.76	SSA	2.61		5 HA10	20
		travée	13.51	SSA	2.25			
3	X-X	appuis	47.503	SSA	8.25	2.00	6 HA14=9.24	15
		travée	31.66	SSA	5.41			
	Y-Y	appuis	28.26	SSA	4.80		5 HA12=5.65	20
		travée	31.66	SSA	5.41			
4	X-X	appuis	11.73	SSA	1.95	2.00	5 HA8	20
		travée	6.90	SSA	1.15			
	Y-Y	appuis	2.93	SSA	0.5		5 HA8	20
		travée	6.904	SSA	1.15			

6- Vérification à l'ELS :

6.1- Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2/BAEL91) :

Notre voile peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on va considérer les fissurations comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(240 \text{ MPA} ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1,0 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1,3.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400 , \max(240 ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 21} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.7, \max(240 ; 201.63) \} = 240 \text{ MP}$$

6.2- Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 \quad \rho_1 \square k_1 \text{ et } \beta_1$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Sens		A	M _s	ρ ₁	β ₁	K	σ _s	σ̄ _s	obs
xx	Appuis	10.78	38.83	0.616	0.8846	23.34	232.68	→ 240	vérifiée
	travée	10.78	25.89	0.616	0.8846	23.34	155.14	240	vérifiée
yy	Appuis	05.65	27.57	0.322	0.9104	40.79	228.56	240	vérifiée
	travée	05.65	25.89	0.322	0.9104	40.79	211.89	240	vérifiée

6.3- Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

Sens		σ_s	K	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
xx	Appuis	232.68	23.34	09.96	15	vérifiée
	travée	155.14	23.34	06.64	15	vérifiée
yy	Appuis	228.56	40.79	05.60	15	vérifiée
	travée	211.89	40.79	05.19	15	vérifiée

6.4- Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s f_e}{b.d} < 4.2$$

A_s : Section adoptée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

selon x - x

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0.20 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_s f_e}{b.d} = \frac{10.78 \times 400}{100 \times 17.5} = 2.46 < 4.2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

selon y - y

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0.20 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_s f_e}{b.d} = \frac{05.65 \times 400}{100 \times 17.5} = 1.29 < 4.2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Bibliographie

I- Règlement :

- 1- Règlement parasismique algérien (RPA99) modifié 2003.
Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S.
- 2- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites(BAEL91).
Edition EYROLLES (Paris 1992).
- 3- Charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR B.C 2.2.
Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S.

II- Ouvrage

- 1- Calcul pratiques des tours en béton armé
Marius DIVERS, DULOD (Paris 1972).
- 2- Calcul des ouvrages en béton armé
Mohamed BELLAZOUGI
- 3- Aide-mémoire RDM
Edition Dunod
- 4- Conception et calcul des structures de bâtiment
HENRY THONIER
- 5- Cours et TD des années de spécialité.
Mémoires de fin d'études des promotions précédentes

CONCLUSION

Ce projet de fin d'études fût une expérience très enrichissante non seulement par le fait de synthétiser les différents acquis (ce qui nous a permis de faire un lien entre la théorie et la pratique) mais aussi en s'initiant au différent logiciel de calcul et de dessin, et de mettre en application directe plusieurs de nos cours enseignés précédemment dont notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols.

Ajouté à cela les différentes recherches bibliographiques effectuées tout au long de notre travail qui nous ont apportées un nouvel enseignement très profitable et fructueux. De plus, les échanges avec les ingénieurs et les techniciens côtoyés ont également été très profitables.

Nous avons aussi pris conscience que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais aussi sur la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

La résistance

La durabilité

L'économie

Nous espérons que ce modeste travail sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.