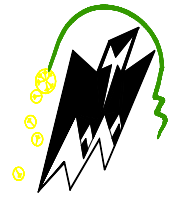


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

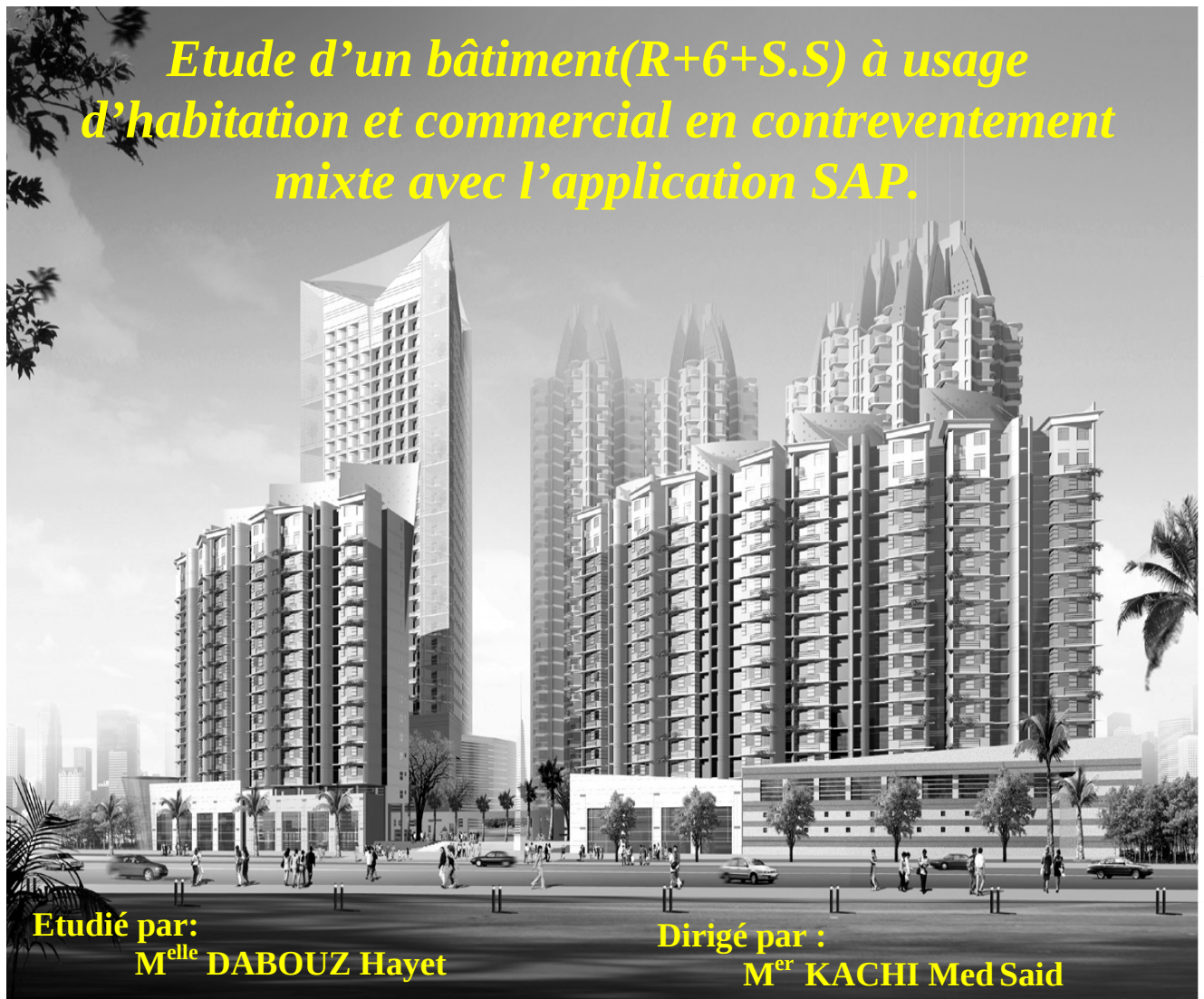


Mémoire de fin d'étude

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

THEME

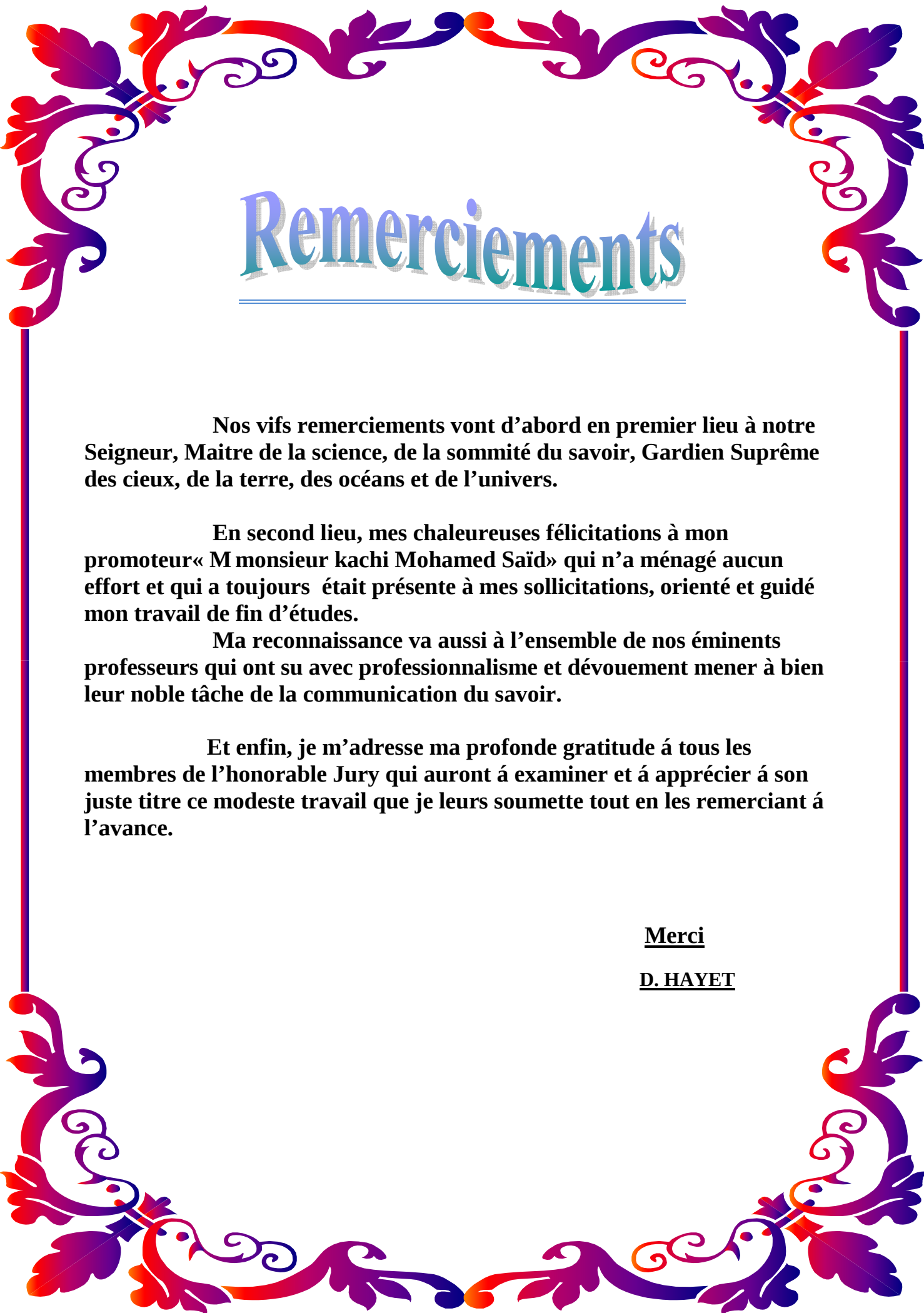
*Etude d'un bâtiment (R+6+S.S) à usage
d'habitation et commercial en contreventement
mixte avec l'application SAP.*



Etudié par:
M^{elle} DABOUZ Hayet

Dirigé par :
M^{er} KACHI Med Said

Promotion 2015/2016



Remerciements

Nos vifs remerciements vont d'abord en premier lieu à notre Seigneur, Maître de la science, de la sommité du savoir, Gardien Suprême des cieux, de la terre, des océans et de l'univers.

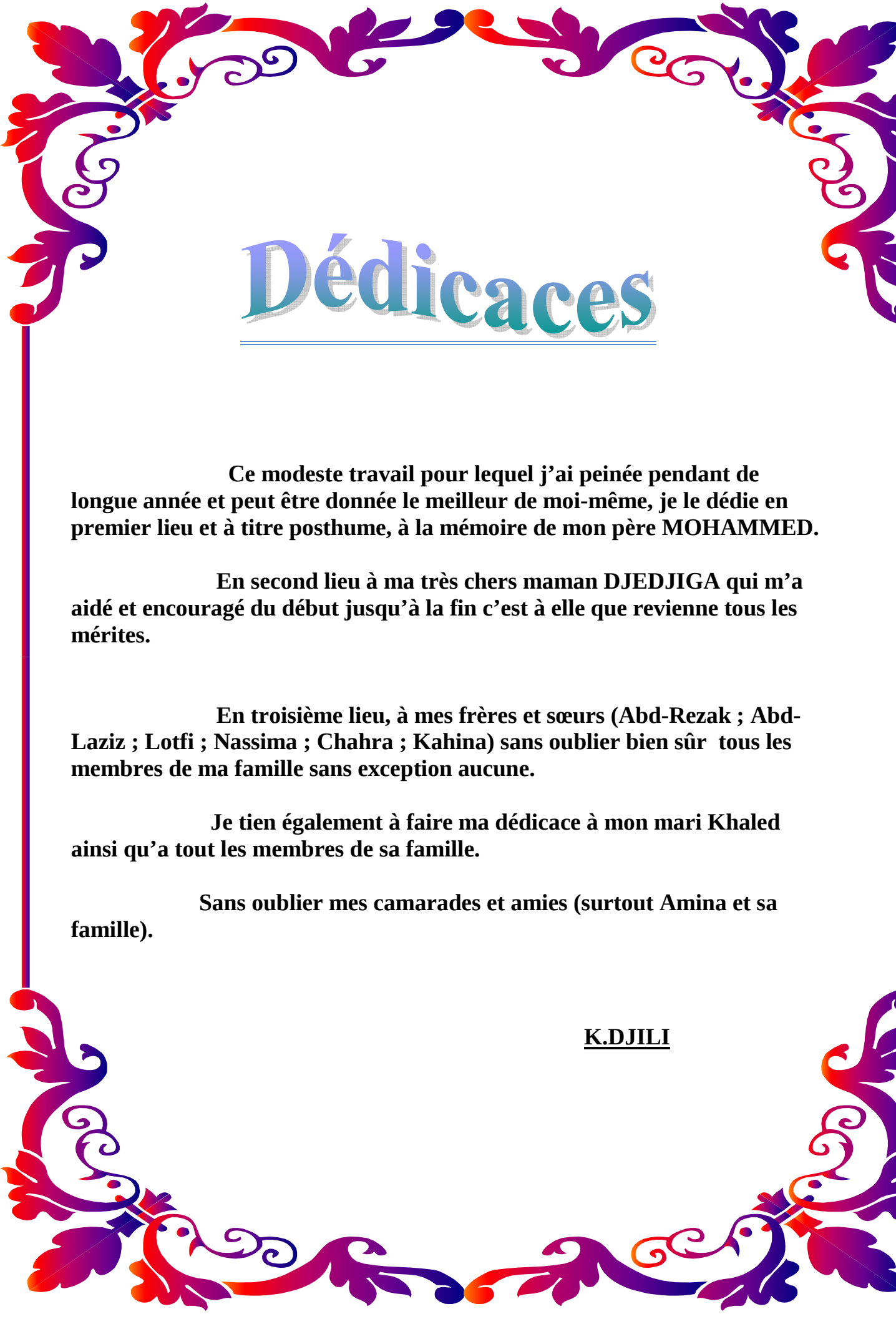
En second lieu, mes chaleureuses félicitations à mon promoteur « M monsieur kachi Mohamed Saïd » qui n'a ménagé aucun effort et qui a toujours été présente à mes sollicitations, orienté et guidé mon travail de fin d'études.

Ma reconnaissance va aussi à l'ensemble de nos éminents professeurs qui ont su avec professionnalisme et dévouement mener à bien leur noble tâche de la communication du savoir.

Et enfin, je m'adresse ma profonde gratitude à tous les membres de l'honorable Jury qui auront à examiner et à apprécier à son juste titre ce modeste travail que je leurs soumette tout en les remerciant à l'avance.

Merci

D. HAYET



Dédicaces

Ce modeste travail pour lequel j'ai peinée pendant de longue année et peut être donnée le meilleur de moi-même, je le dédie en premier lieu et à titre posthume, à la mémoire de mon père MOHAMMED.

En second lieu à ma très chers maman DJEDJIGA qui m'a aidé et encouragé du début jusqu'à la fin c'est à elle que revienne tous les mérites.

En troisième lieu, à mes frères et sœurs (Abd-Rezak ; Abd-Laziz ; Lotfi ; Nassima ; Chahra ; Kahina) sans oublier bien sûr tous les membres de ma famille sans exception aucune.

Je tien également à faire ma dédicace à mon mari Khaled ainsi qu'a tout les membres de sa famille.

Sans oublier mes camarades et amies (surtout Amina et sa famille).

K.DJILI

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques

des matériaux.....02-11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....12-27

Chapitre III : Calcul des éléments :

- Calcul d'escaliers.....28-50
- Acrotère.....52-61
- Etude du balcon.....62-67
- Calcul des planches.....68-96

Chapitre IV : Etude du contreventement97-114

Chapitre V : Modélisation de la structure et vérification de RPA.....115-144

Chapitre VI : Ferrailages des éléments structuraux :

- Ferrailage des poteaux.....145-171
- Ferrailage des poutres.....172-189
- Ferrailage des voiles.....190-204

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure205-233

Chapitre VIII : Etude du mur plaque.....234-242

Conclusion générale.

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

Le projet énoncé dans ce mémoire de fin d'études, porte sur l'analyse structurale d'un bâtiment qui propose une surface habitable de 475.26m^2 (six niveaux hors sols, un niveau en sous-sols) destinée à accueillir des logements et des locaux commerciaux. Le projet en question sera implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

L'ossature du bâtiment sera entièrement réalisée en béton armé. L'étude de la stabilité verticale de l'ouvrage consiste au dimensionnement des éléments structuraux (portiques, dalles, voiles et fondation). Pour ce faire, un calcul manuel de descente de charge sera effectué, sur la base de plans fournis par le bureau d'architecture. L'ensemble de ces calculs seront réalisés sur la base des normes de dimensionnement Algériennes.

La stabilité horizontale de l'ouvrage est assurée par un système de contreventement en béton armé. Notre bâtiment (constitué à la base de portiques) dépasse 04 niveaux (ou 14 mètre), ainsi relativement à l'article 1.a du RPA 2003 ; il est impératif d'injecter des voiles de contreventement. Après une minutieuse étude au contreventement et en s'appuyant sur le règlement parasismique Algérien nous allons déterminer le type de contreventement approprié à cette structure.

Une analyse dynamique, basée sur la méthode modale spectrale permettra de déterminer les effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentés au final par un spectre de réponse.

La reconnaissance et étude de sol sur lequel sera implanté l'ouvrage sont fournies sous forme d'un rapport rédigé par le géotechnicien. L'exploitation de ce document, nous permettra de déterminer la catégorie du site et de choisir le type de fondation approprié.

Pour mener à bien ce travail, les lois de Résistances Des Matériaux, les règles de calcul du Béton Armé aux Etats Limites (B.A.E.L 91, modifiés 99), le Règlement Parasismiques Algérien (R.P.A 99, Version 2003) sont empruntés pour cette étude.

L'ensemble des calculs effectués dans ce travail seront exécutés par un logiciel nommé « ETABS », il sera bien évidemment impératif d'adapter ce logiciel aux règlements exigés dans notre pays.

CONCLUSION GENERALE

L'analyse et l'interprétation des résultats effectués dans chacune des différentes étapes, nous permettent de conclure ce qui suit :

- La première partie du travail qui consiste à pré-dimensionner les éléments principaux nous permettent de conclure que le choix des dimensions adoptées à cette première étape n'est en général pas définitif. En effet, l'analyse des ferrailages obtenus, à titre d'exemple les poteaux (SEC, ferrailage adopté est celui du minimum exigé par le RPA) nous oblige à revoir à la baisse les dimensions des poteaux afin que les armatures des poteaux remplissent réellement leur fonction. un pré- dimensionnement excessif des éléments porteurs conduit à une structure lourde donc une économie de béton on satisfait et est à éviter surtout si elle est bâtie sur un sol de capacité portante faible.
- L'étude au contreventement est une étape non négligeable, dans ce travail. En utilisant la méthode des approximations successives on a pu déterminer rapidement les pourcentages de participation de chacun des portiques et voiles. Par la suite en se basant sur le règlement RPA nous avons pu tirer le type de contreventement de la structure étudiée. Ce bâtiment est contreventé par portiques- voiles relativement à l'article : 4.a. du R.P.A 99 Version 2003.
- Le rapport de sol délivré par le bureau d'étude géotechnique préconise clairement un radier général, le calcul effectué le confirme, vu que la surface calculée des semelles filantes dépassent largement 50% de la structure totale. On a donc opté pour un radier.
- La présence d'un sous sol nécessite la stabilisation des talus aux alentours, cela s'explique par la mise en place d'un voile de soutènement.

L'utilisation du logiciel ETABS montre bien la rapidité des calculs, néanmoins son utilisation est conditionnée par son adaptation aux règlements Algériens. A cet effet, nous avons veillé dans la configuration et l'injection des données relatives à la structure à respecter cette démarche. Les coefficients injectés tels que : catégorie du site, groupe d'usage, coefficient de comportement, zone de sismicité, système de contreventement ...etc. sont tirés des règlements Algériens.

Bibliographie

- ❖ BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigées.
Jean Perchât, Jean Roux
- ❖ Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- ❖ Formulaire du béton armé
Victor DAVIDOVICHI
- ❖ DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ❖ Cours et TD des années de spécialité.
- ❖ Mémoires de fins d'études des promotions précédentes.

I-1) Introduction

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I-1-1) Présentation de l'ouvrage

Le projet en cours d'étude, s'agit d'un bâtiment constitué d'un R+6+SS

Ce bâtiment est classé comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage2) et sera implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou, classé selon le RPA 99 modifié en 2003 en zone de moyenne sismicité (zone IIa). Où la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} = 1,16 \text{ bar}$$

a) Le bâtiment comporte

- ✓ Une cage d'escaliers ;
- ✓ Un sous sol ;
- ✓ Un rez-de-chaussée ;
- ✓ Six étages courants.

I-1-2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- Longueur totale de bâtiment : $L = 23,80\text{m}$;
- Largeur totale du bâtiment : $B = 13,40\text{m}$;
- Hauteur de sous sol $H_{ss} = 3,06\text{m}$;
- Hauteur de rez-de-chaussée $H_r = 4,08 \text{ m}$;
- Hauteur de l'étage courant $H_e = 3,06 \text{ m}$;
- Hauteur de l'acrotère $H_a = 0,60 \text{ m}$;
- Hauteur totale du bâtiment $H_t = 25,50 \text{ m}$.

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

- Le RPA 99 / version 2003.
- Le BAEL 91.
- Le CBA 93.

I-2) Les éléments de l'ouvrage**a) Ossature**

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types :

•**Contreventement par portiques** : C'est une ossature constituée uniquement de portiques (poutres et poteaux), capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

•**Contreventement par voiles** : composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

b) Planchers

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Les planchers des étages courants recevront un revêtement de carrelage scellé.

c) Escaliers

Cet ouvrage est muni d'une seule cage d'escalier ;

- Escalier comportant 02 volées droites avec un palier intermédiaire pour l'étage courant.

d) Acrotère

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de soixante centimètres (60 cm) qui va se greffer à la périphérie de la terrasse.

e) Remplissages

Les façades extérieures sont réalisées en briques creuses de 10cm d'épaisseur en doubles cloisons séparées par une lame d'air de 5 cm ; les murs intérieurs seront réalisés en briques creuses de 10cm.

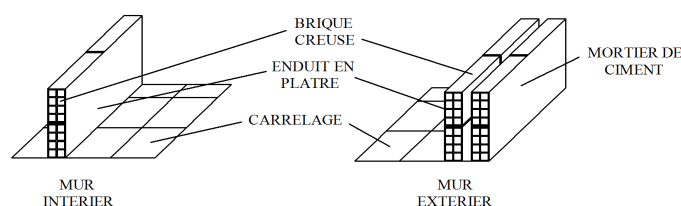


Figure I.1 : schéma descriptif de mur extérieur et intérieur

f) Revêtements

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
- Mortier de ciment pour les faces extérieures des murs de façades.

h) Balcons

Les balcons sont réalisés en Corp. creux

j) Les fondations

Les fondations transmettent les charges et les surcharges de la superstructure au sol, pour cela on utilise soit des semelles isolées, des semelles filantes, un radier général ou des semelles sur pieux.

Le choix se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements.

k) Etude géotechnique du sol

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

•**Type du sol** : la géologie du site est constituée d'un substratum d'argiles

Marneuses gisant au delà des 15 mètres, il est couvert d'une tranche d'altération puis par les dépôts alluvionnaire, épais de plus de 7m constitués d'argile à sablo graveleuses à caillouteuses de teinte brune et enfin en surface des remblais de nature diverse sur plus de 6m d'épaisseur.

•**Contrainte admissible du sol** : $\sigma_{sol} = 1,16$ bars situé à une profondeur de 6m.

•**Site** : d'après l'article 3.3.3 page 17 du RPA 99(modifié en 2003) on classe le site dans la catégorie S3.

I-3) Système de coffrage

On utilise un système de coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles.

I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le béton et l'acier utilisés doivent répondre aux règles parasismiques algériennes (RPA99) ainsi qu'aux règles techniques de béton armé aux états limites (B.A.E.L.91).

I-4-1) Le béton**a) Définition**

Le béton est un mélange bien équilibré de ciment, de sable et de gravier ainsi d'eau de gâchage.

b) Le dosage de ciment

Le béton utilisé dans la construction de cet ouvrage est dosé à 350 kg/m^3 de ciment portland composé (CPJ 42.5).

c) La résistance caractéristique du béton à la compression

Notée par f_{c28} , elle est déterminée par un essai axial (compression simple) sur des éprouvettes normalisées.

- A 28 jours de durcissement : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton f_{cj} est définie comme suit :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{aligned} \right\} \quad (\text{Art.A.2.1,11/ BAEL91})$$

Pour l'étude de notre projet on prendra la résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours de valeur $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, celle-ci est donnée pour un contrôle régulier sur chantier.

d) La résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{Art.A.2.1,12/B.A.E.L.91})$$

$$\text{à } 28 \text{ j} : f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

e) Module de déformation longitudinale du béton

- Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art.A.2.1,21/B.A.E.L.91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

-Le module de déformation différée du béton E_{vj} est pris égal à :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art.A.2.1,22/B.A.E.L.91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{iv} = 10819 \text{ MPa.}$$

f) Module de déformation transversale du béton

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

Avec:

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson, il a pour valeur :

$\nu = 0$ si le calcul de déformations est à l'E.L.U

$\nu = 2$ si le calcul de déformations est à l'E.L.S

g) Masse volumique du béton

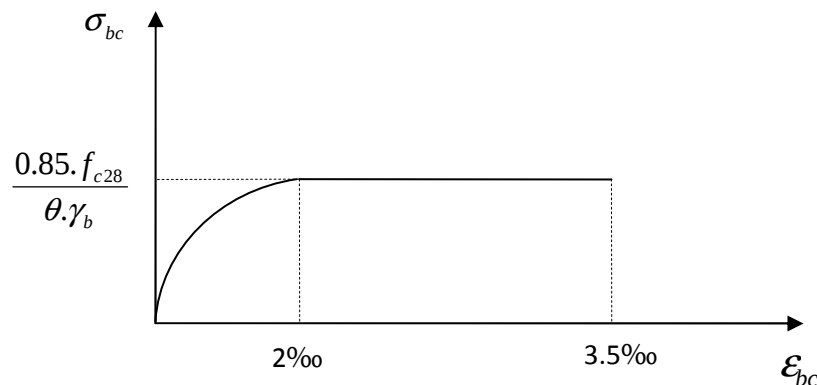
La masse volumique du béton est prise égale à $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

h) Contraintes limites du béton

Dans le cas de béton armé relatif aux états limites, on remplace les digrammes réels par des diagrammes conventionnels adoptés comme suit :

- **A l'état limite ultime (ELU) :** nous utilisons pour le béton un digramme non linéaire dit :

“Diagramme parabole-rectangle”. (Art.4.3,41/B.A.E.L.91)



-Figure .I.3: Diagramme contraintes déformations du béton à l'E.L.U-

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa.}$$

La contrainte limite du béton à 28jours vaut :

Avec :

θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

$\theta = 1$ lorsque la durée probable de la combinaison d'action considérée > 24 heures.

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$ lorsque cette durée est < 1 heure.

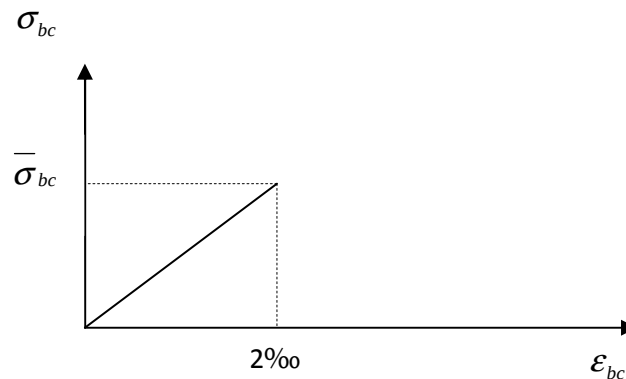
γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles (séisme).

➤ **A l'état limite de service (ELS)** : nous utilisons pour le béton un diagramme linéaire et sa contrainte limite est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} \text{ , pour } j = 28 \text{ jours : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad (\text{Art.4.5,2/B.A.E.L.91})$$



-Figure. I.4 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'E.L.S-

➤ **Contrainte limite de cisaillement** : elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad (\text{Art.5.1,1/B.A.E.L.91})$$

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section cisailée à l'ELU.

b : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile de la section cisailée.

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes : $(\text{Art.5.1,211/B.A.E.L.91})$

$$\tau_U \leq \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{Cas des fissurations non préjudiciables.}$$

$\tau_U \leq \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} \rightarrow \text{Cas des fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.}$

I-4-2) Les aciers

Les aciers utilisés pour les ferraillements des éléments de l'ouvrage sont :

- Les aciers haut adhérence (H.A) de limite d'élasticité $f_e=400\text{MPa}$.
- Les aciers ronds lisses de nuance feE24 de limite d'élasticité $f_e=235\text{MPa}$.
- Les treillis soudés en filles lisse T.L.E.520, de limite d'élasticité $f_e=520$

I-4-2-1) Module d'élasticité longitudinale de l'acier

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

(Art.2.2,1/B.A.E.L.91)

I-4-2-2) Contraintes limites d'élasticité de l'acier

a) Contrainte limite ultime à l'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où : γ_s : coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

f_e : limite d'élasticité

b) Contrainte limite de service ELS

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

b-1) fissuration peut nuisible

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

b-2) fissuration préjudiciable

Cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_{st} = \min\{2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\}$$

b-3) fissuration très préjudiciable

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs :

$$\sigma_{st} = \min\{1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\}$$

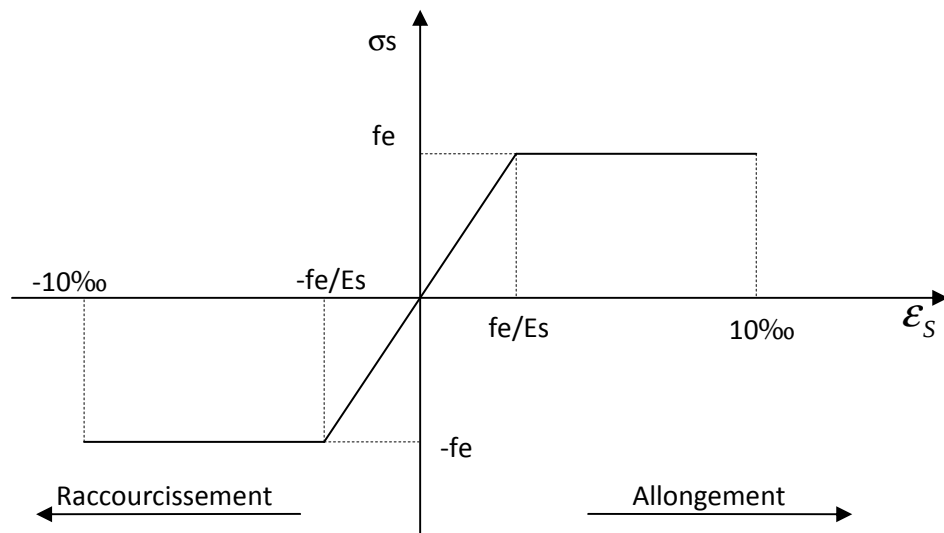
Avec :

η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence de $\varnothing \geq 6\text{mm}$.

$\eta = 1,3$ pour les armatures à haute adhérence de $\varnothing < 6\text{mm}$.

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisses.

I-4-2-3) Diagramme contraintes déformations : (Art.2.2,2/B.A.E.L.91)

-Figure .I.5 : Diagramme contraintes déformations de l'acier-

I-4-2-4) Protection des armatures : (Art.8.1,3/B.A.E.L.91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit adopter un enrobage (c) des armatures conforme aux prescriptions suivantes :

- **C $\geq$ 5cm** : Pour les ouvrages de naitime ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.
- **C $\geq$ 3cm** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à l'actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, aux ouvrages au contact d'un liquide.
- **C $\geq$ 1cm** : Pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos qui ne seraient pas exposées aux condensations.

II-1-Introduction

Le pré dimensionnement des éléments est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience, cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Il se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

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

II-1-1-Plancher en corps creux

Figure II.1 : Plancher en corps creux.

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression de 4 cm, d'épaisseur ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$ht \geq L_{max}/22.5 \dots\dots\dots(\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99}).$$

L_{max} : étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

ht : épaisseur de la dalle.

On a : $L_{max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$.

D'où : $ht = 370/22.5 = 16,44 \text{ cm}$.

On optera pour un plancher de (16+4) cm.

II-1-2-Dalle pleine

L'épaisseur de la dalle sera déterminée par la condition suivante :

$e_p \geq \frac{L}{10}$ Avec : L : portée libre.

$$ep \geq \frac{140}{10} = 14cm. \quad e_p : \text{épaisseur de la dalle.}$$

On adoptera une épaisseur de **15cm**.

II-2- Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments internes qui ne sont pas exposés aux intempéries, ces dernières sont sollicitées par des moments fléchissant qui détermineront les armatures longitudinales et des efforts tranchants qui détermineront les armatures transversales, l'effort normal étant négligé.

Le pré dimensionnement des poutres est donné par la formule empirique suivante :

$$\text{➤ } L / 15 \leq ht \leq L / 10 \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

$$\text{➤ } 0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht$$

H : la hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : étant l'entre axe de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs, selon le **RPA version 2003** elles doivent respecter les conditions suivantes :

$$\text{➤ } ht \geq 30cm$$

$$\text{➤ } b \geq 20$$

$$\text{➤ } ht / b \leq 4$$

II-2-1- Poutres principales (sens transversal)

Sachant que $L_{max} = 400 - 30 = 370$ cm, il vient :

$$370 / 15 \leq h_t \leq 370 / 10 \text{ ce qui donne } 24.66 \leq h_t \leq 37 \text{ cm}$$

On prend : **$h_t = 35$ cm**

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0,4 h_t = 14 \text{ cm.}$$

$$0,7 h_t = 24,5 \text{ cm.}$$

On prend : $b = 30$ cm

II-2-2-Poutres secondaires (sens longitudinal)

Sachant que $L_{max} = 390 - 30 = 360$ cm, il vient :

$$L/15 = 24 \text{ cm} \quad ; \quad L/10 = 36 \text{ cm}$$

Donc $24 \leq h_t \leq 36$ cm on prend **$h_t = 35$ cm**

La largeur b sera donc :

$$0,4 h_t = 14 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 24,5 \text{ cm}$$

$$14 \leq h_t \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30$ cm.

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.16	1.16	Vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

Conclusion

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : 30 x 35 (cm²).

Poutres secondaires : 30 x 30 (cm²).

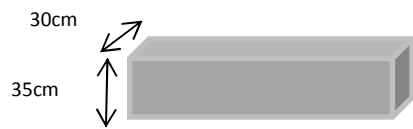


Figure II.2 : Poutre principale



Figure II.3 : poutre secondaire

II-3-Evaluation des charges et surcharges :

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

II-3-1-Charges permanentes

a/Plancher terrasse

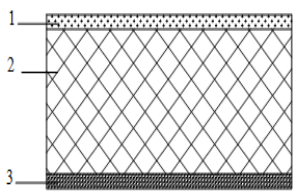
Désignation des éléments	Epaisseur r (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaccique (KN/m ²)	figure
1-couche de gravillon	0.05	17	0.85	
2-etanchéité multicouche	0.02	06	0.12	
3-forme de pente	0.07	22	1.54	
4-feuille de polyane	/	/	0.01	
5-isolation thermique	0.04	04	0.16	
6-dalle en corps creux	14	14	2.80	
7-enduit plâtre	10	10	0.20	
Charge permanente totale : G_t			$G_T=5.68$	

Tableau II.2 : les charges permanentes revenant au plancher terrasse.

b/Planchers d'étage courant

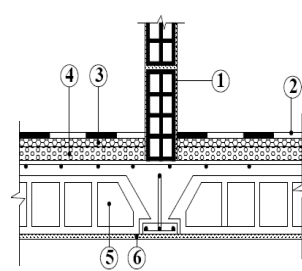
Désignation des éléments	Epaisseur r (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaccique (KN/m ²)	figure
1. Maçonnerie en briques creuses.	0,10	/	0.9	
2. Revêtement en carrelage	2	20	0.4	
3. Mortier de pose	2	20	0.4	
4. Couche de sable	2	18	0.36	
5. Plancher en corps creux	20	/	2.85	
6. Enduit en plâtre	2	20	0.2	
totale			5.11	

Tableau II.3 : les charges permanentes revenant au plancher étage courant.

c/ Planchers de RDC (dalle pleine)

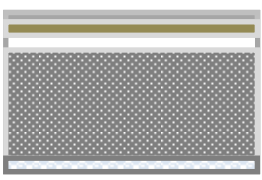
Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	figure
1. Revêtement carrelage	2	22	0.44	
2. Mortier de pose	2	20	0.40	
3. Couche de sable	2	18	0.36	
4. Dalle en béton armé	15	25	3.75	
5. Enduit en plâtre	2	12	0,24	
totale			5.19	

Tableau II.4 : les charges permanentes revenant au plancher RDC.

d/ la Maçonnerie

• Murs extérieur

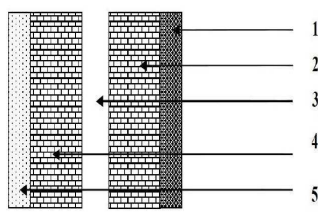
Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	Figure
1. Mortier de ciment	2	18	0.36	
2. Briques creuse	10	9	0.9	
3. Lame d'air	8	0	0	
4. Briques creuses	10	9	0.9	
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2	
totale			2.36	

Tableau II.5 : les charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

• Murs intérieur

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

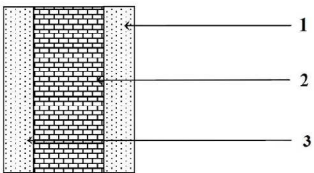
Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	Figure
1. Enduit de plâtre	2	10	0.2	
4. Briques creuses	10	9	0.9	
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2	
totale			1.30	

Tableau II.6 : les charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

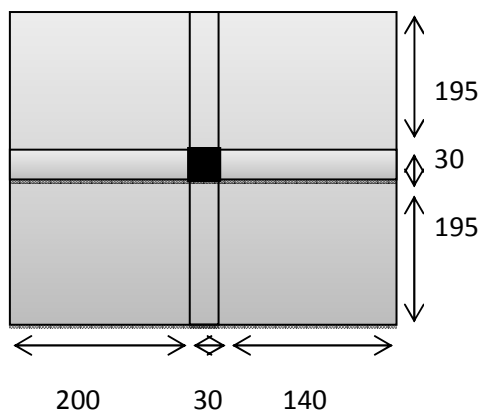
II-3-2-Charges d'exploitations

Eléments	Q [KN/m ²]
Acrotère	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher de RDC	5
L'escalier	2.5
Balcon	3.5

Tableau II.7 : Les charges d'exploitations revenant aux différents éléments

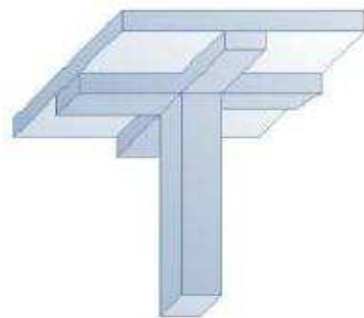
II-4- Surface d'influence

La surface revenant au poteau le plus sollicité B3 est :



Planc|

Figure II.4 : Dimension de la section revenant au poteau le plus sollicité



$$S_{\text{total}} = (2+1,4) \cdot 0,3 \times (1,95+1,95) \cdot 0,3 = 11,16 \text{ m}^2.$$

II-4-1-Poids propre des éléments**a) Terrasse inaccessible :**

$$P = G \times S = 5,68 \times 11,16 = 63,39 \text{ KN}$$

b) Plancher étage courant

$$P = G \times S = 5,11 \times 11,16 = 57,02 \text{ KN}.$$

c) Plancher RDC

$$P = G \times S = 5,19 \times 11,16 = 57,92 \text{ KN}$$

d) Poutres

$$P_{\text{PRINCIPALES}} = (0,3 \times 0,35 \times 3,6) \times 25 = 9,45 \text{ KN}$$

$$P_{\text{secondaires}} = (0,30 \times 0,35 \times 3,10) \times 25 = 8,13 \text{ KN}$$

$$P_t = 13,69 \text{ KN}.$$

e) Poteaux

$$\text{Poteau niveau 1+étage 1: } P = (0,45 \times 0,45 \times 3,06) \times 25 = 15,49 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau étage RDC: } P = (0,45 \times 0,45 \times 4,08) \times 25 = 20,65 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau niveau 3 4 5 : } P = (0,4 \times 0,4 \times 3,06) \times 25 = 12,24 \text{ KN}.$$

$$\text{Poteau niveau 5 6 7 : } P = (0,30 \times 0,30 \times 3,06) \times 25 = 9,37 \text{ KN}$$

II-4-2-Les surcharges d'exploitations représentent par le poteau le plus chargé

$$\text{Plancher d'étage courant : } Q_1 = \dots \dots \dots Q_6 = 1,5 \times 11,16 = 16,74 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher RDC : } Q_7 = 5 \times 11,16 = 55,8 \text{ KN}$$

II-5- Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont pré dimensionnés sous charges verticales uniquement, soit N_u l'effort normal ultime appliqué au poteau le plus sollicité.

- 1) **D'après l'article (b8.4.1) de CBA 93 :** l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right].$$

Et d'après les règles du BAEL 91, elle préconise de prendre la section réduite B_r :

$$B_r \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \frac{f_{eA}}{\gamma_{s.B_r}}} \right]$$

Tel que

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$f_{c28} = 25$ Mpa.

$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16$ Mpa. (Résistance ultime de béton).

f_e : limite élastique de l'acier utilisé = 400 Mpa.

$\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$.

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement λ des poteaux tel que :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\lambda / 35 \right)^2 \quad \text{si : } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0.85 \left(\lambda^2 / 1500 \right)^2 \quad \text{si : } 50 < \lambda < 70.$$

On fixe $\lambda = 35$ (domaine de compression centrée).

D'où : $\beta = 1.2$

D'après le RPA 2003 $A/B_r = 0.8\%$ (zone IIa)/.

$$B_r \text{ (cm)} \geq 0.66 N_u$$

$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$.

Niv	Charges permanente et surcharges [KN]								
	G plancher	G _{poutres}	G _{poteaux}	G _{tot}	N _G	Q	N _Q	N _u =1,35N _G +1,5N _Q	0.66 N _u
Sous 8	63,39	17,58	9,37	90,34	90,34	16,74	16.74	147,06	97,06
Sous 7	57,02	17,58	9,37	83,97	174,31	16,74	33.48	285,53	188,45
Sous 6	57,02	17,58	12,24	86,84	261,15	16,74	50.22	427,88	282,40
Sous 5	57,02	17,58	12,24	86,84	347,99	16,74	66.96	570,22	376,34
Sous 4	57,02	17,58	12,24	86,84	434,83	16,74	83.7	712,57	470,29
Sous 3	57,02	17,58	15,49	90,09	524,92	16,74	100.44	859,30	567,13
Sous 2	57,92	17,58	20,65	95,25	620,17	55.80	156.24	1071,58	707,24
Sous 1	57,02	17,58	15,49	90,09	710,26	16.74	172.98	1218,32	804,09

Tableau II.8 : Effort normal à retenir pour le pré dimensionnement des poteaux.

2) On dimensionne les poteaux selon l'article 7.1.3.3 / RPA99 modifié 2003 :

$$V = N_d / (B_c \times f_{cj}) \leq 0.3$$

Tel que

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;

V: effort normale réduit .

Alors:

$$B_c = \frac{N_d}{V \times f_{c28}}$$

On prend:

$$V_{\max}=0.3$$

$$f_{c28}= 25 \text{ Mpa} = 2.5 \text{ KN/cm}^2$$

Alors:

$$B_c=1.33 N_s$$

Niv	Charges permanente et surcharges [KN]								
	G plancher	G _{poutres}	G _{poteaux}	G _{tot}	N _G	Q	N _Q	N _s =N _G +N _Q	1.33 N _s
Sous 8	63.39	17,58	9,37	90,34	90,34	16,74	16.74	107,08	142,42
Sous 7	57,02	17,58	9,37	83,97	174,31	16,74	33.48	207,8	276,360
Sous 6	57,02	17,58	12,24	86,84	261,15	16,74	50.22	311,37	414,12
Sous 5	57,02	17,58	12,24	86,84	347,99	16,74	66.96	414,95	551,88
Sous 4	57,02	17,58	12,24	86,84	434,83	16,74	83.7	518,53	698,64
Sous 3	57,02	17,58	15,49	90,09	524,92	16,74	100.44	625,36	831,72
Sous 2	57,92	17,58	20,65	95,25	620,17	55.80	156.24	776,41	1032,62
Sous 1	57,02	17,58	15,49	90,09	710,26	16.74	172.98	883,24	1174,70

Tableau II.9 : Effort normal à retenir pour le pré dimensionnement des poteaux.

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

- SOUS-SOL : (45×45) cm
- RDC: (45×45)cm²
- 1^{er}: (45×45)cm²
- 2^{eme} étage :(40×40)cm²
- 3^{er} au 4^{eme} étage :(40×40)cm²
- 5^{er} au 6^{eme} étage :(35×35)

3) Vérification du RPA

Selon le (RPA 99, Art. 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone II}_a$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$

Poteaux	Conditions exigées Par RPA	Valeur calculée	observation
35×35(5 ^{eme} au 6 ^{eme} étages)	$\text{Min}(b,h) \geq 25$	$\text{Min}(35,35)=35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq h_e/20$	$H_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
40 ×40(2 ^{eme} 3 ^{eme} au 4 ^{eme} étages)	$\text{Min}(b,h) \geq 25$	$\text{Min}(40,40)=40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq h_e/20$	$H_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
45 x 45(1 ^{er} étages)	$\text{Min}(b,h) \geq 25$	$\text{Min}(45,45)=45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq h_e/20$	$H_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
45×45 (RDC)	$\text{Min}(b,h) \geq 25$	$\text{Min}(45,45)=45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq h_e/20$	$H_e/20 = 20.40$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
45×45 (sous-sol)	$\text{Min}(b,h) \geq 25$	$\text{Min}(45,45)=45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq h_e/20$	$H_e/20 = 15.30$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

Tableau II.10 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

4) Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Afin d'éviter tout risque de flambement des poteaux dû à l'effort normal axial, il faut que :

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

i : Rayon de giration.

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \text{ Ou } \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$L_f = 0.7 I_0$$

L_f : Longueur de flambement d'un poteau (Art.122, BAEL 91)

I_0 : Longueur libre de poteau

$$\lambda = \frac{0.7 I_0}{\sqrt{hb/12bh^3}} < 50$$

$$\lambda = \frac{0.7 I_0 \sqrt{12}}{b}$$

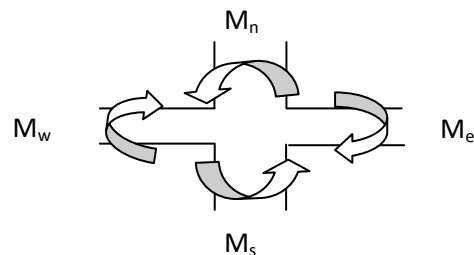
- Pour les.sol, (poteau 45x45) ; $I_0=3.06 \text{ m}$; $\lambda = 16.49 < 50 \Rightarrow$ (condition vérifiée).

Alors tous les poteaux sont vérifiés au flambement.

5) Vérification de la rotule plastique

L'article 7.6.2, RPA, stipule que dans les portiques participant au système de contreventement, il faut prendre les dispositions nécessaires pour que les rotules plastique se forment dans les poteaux plutôt que dans les poutres est ce ci en respectant les conditions suivantes :

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



b) Pour la zone IIa la section minimale est de (25x25). (RPA99 version 2003) article 7.4.1.

Pour les poutres principales (25 x35)

On a $\sigma = M \frac{v}{I} \Rightarrow M = \sigma \frac{I}{v}$ et $M_n = M_s$; $M_w = M_e$

Qui donne $M_n \geq 1.25 M_e \Rightarrow M_{pot} \geq 1.25 M_{pout}$.

$\sigma \frac{I_{pot}}{v} \geq 1.25 \sigma \frac{I_{pout}}{v}$ En simplifier σ et v en obtiens : $I_{pot} \geq 1.25 I_{pout}$

$$I_{pout} = 0.35 \times 0.30^3 / 12 = 7.87 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{pot} \geq 1.25 \times 7.87 \times 10^{-4} = 9.84 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Soit une section de **(30x35)** donc $I_{pot} = 9.84 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$$I_{pot} \geq 1.25 I_{pout} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **Pour les poutres secondaires (30x35)**

$$I_{pout} = 0.35 \times 0.30^3 / 12 = 7.87 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{pot} \geq 1.25 \times 3.90 \times 10^{-4} = 9.84 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Soit une section de **(30x30)** donc $I_{pot} = 9.84 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$$I_{pot} \geq 1.25 I_{pout} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

Donc la condition de la rotule plastique est carrément vérifier pour tout les Portiques de cette structure, ce qui implique que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Conclusion

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenable.

II-6- Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1/RPA99

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $I \geq 4$

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

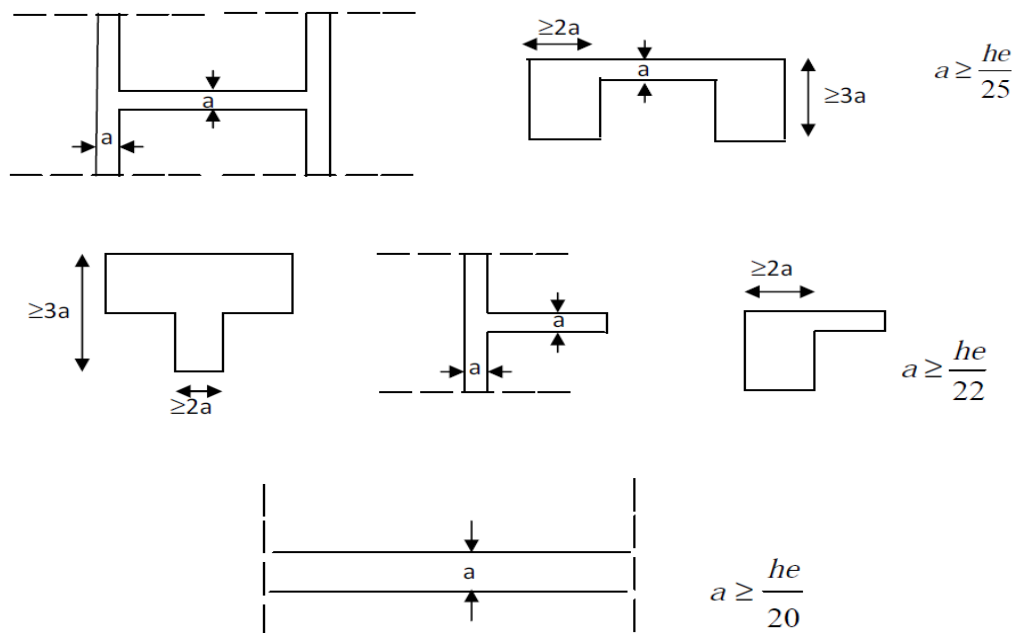


Figure II.5: Coupe de voile en plan.

Dans notre cas, on prend

-Pour le RDC : $H_e = 408 - 20 = 388$ cm

-Pour l'étage courant : $H_e = 306 - 20 = 286$ cm

➤ Epaisseur du voile

- **RDC** : $ep \geq H_e / 20 = 388 / 20 = 19.4$ cm.
- **Etage courant** : $ep \geq H_e / 20 = 286 / 20 = 14.3$ cm.

On adoptera une épaisseur de : 20cm.

➤ **Largeur du voile**

Les voiles de contreventements satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4 \times e \text{ (RPA 99/art 7.7.1).}$$

L : Largeur du voile.

e : épaisseur du voile.

$$L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm. (Condition vérifiée).}$$

Conclusion

Dans notre projet la longueur la plus petite de voiles (entre âme) est de 1.5 m donc la condition $L \geq 4a$ est vérifiée.

pIII-5-1) Calcul des planchers

Les planchers de (16+4) sont constitués de corps creux et de dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de la dalle de compression.

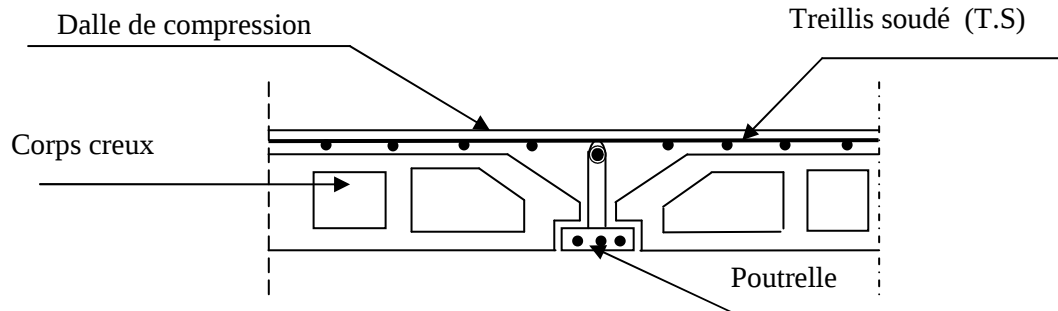


Figure III.13 : Coupe de plancher

III-5-2) Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520**), avec une limite d'élasticité $f_e=520\text{Mpa}$. Les dimensions des malles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par l'**Art B.6.8.423/ BAEL 91(modifié 99)**.

- 20cm (5pm) pour les armatures $\perp$ aux poutrelles.
- 33cm (3pm) pour les armatures $//$ aux poutrelles.

❖ **Calcul des armatures**

a) La section d'armatures perpendiculaire aux poutrelles est

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles (L=65cm).

Selon le tableau des armatures on adoptera 5Ø4 avec un espacement e=20cm.

b) La section d'armatures parallèle aux poutrelles est

$$A = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.628}{2} = 0.314 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On adoptera 4Ø4 avec un espacement $e=25\text{cm}$.

Conclusion

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension $(5 \times 4 \times 250 \times 200) \text{ mm}^2$.

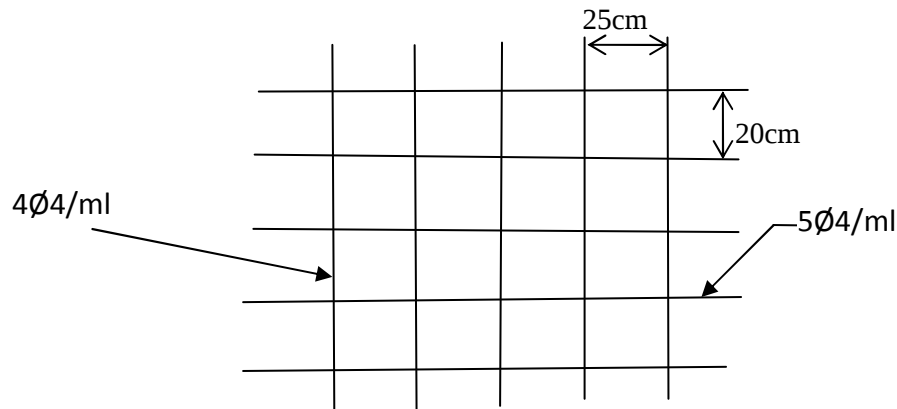


Figure III.14 : Schéma du treillis soudé.

III-5-3) Etude de la poutrelle

Dans notre bâtiment nous avons deux types de poutrelles à étudier, qui sont :

- 1) poutrelle des planchers à quatre travées.
- 2) Poutrelle des portes à faux à deux travées.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les poutres principales, soumise aux charges suivantes :

- **Charges permanentes**

-poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$

-poids propre du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN / ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ KN / ml}$$

- **Charges d'exploitation (surcharge)**

-Poids de l'ouvrier (1KN/ml) : $Q=1\text{KN/ml}$.

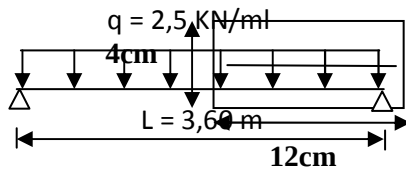
- Combinaison de charges a l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

- schéma statique de la poutrelle

$$L = 3.9 - 0.30 = 3.60 \text{ m.}$$



- Calcul du moment en travée

$$M_0 = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.6)^2}{8} = 4.05 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant

$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{2.5 \times 3.6}{2} = 4.5 \text{ KN.}$$

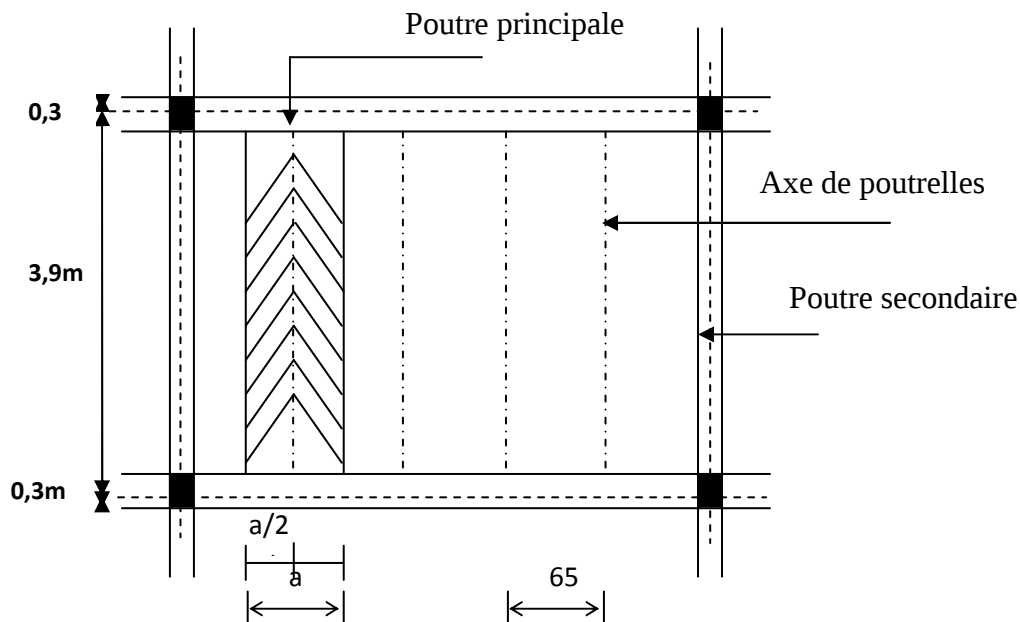


Figure III.15 : surface revenant aux poutrelles.

a : largeur du plancher repris par la poutrelle.

Calcul des armatures

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{4,05 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 5,94 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A.}$$

Conclusion

Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section des poutrelles sont très réduite

il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120cm).

2^{ème} étape :Aprèsle coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire à cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis et supportant son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher pour déterminer les moments en travées et aux appuis et les efforts tranchants, le BAEL 91 propose deux méthodes de calcul usuelles qui sont :

-La méthode forfaitaire.

-La méthode des trois moments.

1) Charges et surcharges

Poids propre du plancher : $G = 5,11 \times 0,65 = 3,322 \text{KN/ml}$.

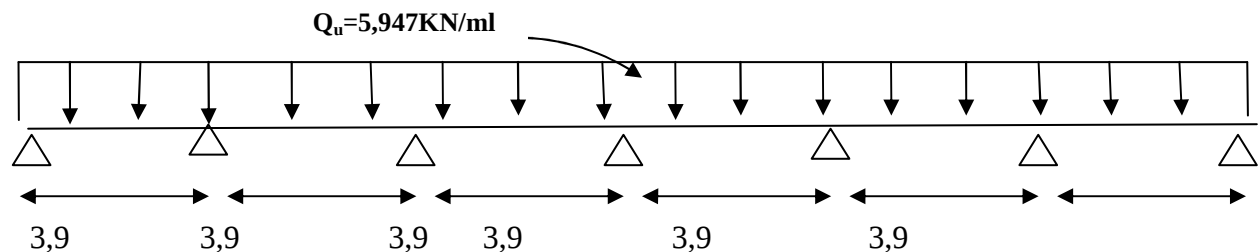
Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{KN/ml}$.

b) Combinaison de charge

- **ELU :**

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

$$= (1,35 \times 3,322) + (1,5 \times 0,975) = 5,947 \text{KN/ml}.$$



c) Détermination des dimensions de la section en T

-Hauteur de la section	$h=16+4=20\text{cm.}$
-Epaisseur de la dalle de compression	$h_0=4\text{cm.}$
-Hauteur utile	$d=18\text{cm.}$
-Enrobage	$c=2\text{cm.}$

b : Largeur de la dalle de compression.

b_1 : Largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessus.

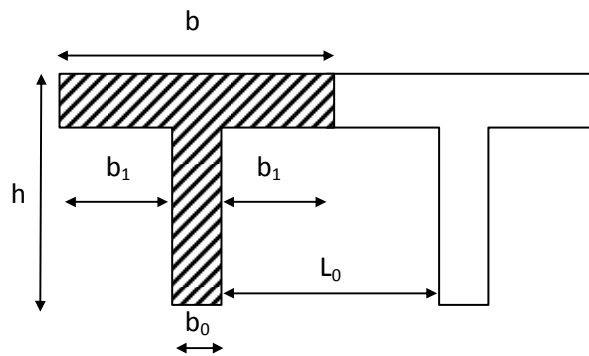


Figure III.16 : Dimension de la section en T

- **Largeur de la table b**

$$b = 2b_1 + b_0.$$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5\text{cm.}$$

$$b_0 = 12\text{cm.}$$

$$b = (2 \times 26,5) + 12 = 65\text{cm.}$$

d) Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants

1) Choix de la méthode de calcul

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/m^2 .

$$\triangleright Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2).$$

$$\implies 2G = 2 \times 3,322 = 6,644\text{KN/ml.}$$

$$5 \times 0,65 = 3,25\text{KN/ml.}$$

$Q=0,975\text{KN/ml} \leq \max(6,644\text{KN/ml}; 3,25\text{KN/ml}) \Rightarrow$ (Condition vérifiée).

- La fissuration est non préjudiciable (bâtiment à usage d'habitation).
 $\Rightarrow$ (Condition vérifiée).
- La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées.
 $\Rightarrow$ (Condition vérifiée).
- Les portées successives l_i et l_{i+1} doivent être vérifiées.

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25.$$

$$3,9 / 3,9 = 1 \text{ m.}$$

$$3,9 / 3,9 = 1 \text{ m.}$$

$$3,9 / 3,9 = 1 \text{ m.}$$

$$3,9 / 3,9 = 1 \text{ m.}$$

$$3,9 / 3,9 = 1 \text{ m.}$$

$$3,9 / 3,9 = 1 \text{ m}$$

$0,8 \leq (1; 1; 1; 1; 1) \leq 1,25. \Rightarrow$ (Condition vérifiée).

Conclusion

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

2) Application de la méthode forfaitaire

a) Exposition de la méthode

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux charges que la travée considérée.

- α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérée.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \quad \text{Avec : } 0 \leq \alpha \leq 2/3.$$

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

- M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ($M_0 = \frac{ql^2}{8}$).
- M_w et M_e : moment en valeur absolues sur l'appui de gauche et de droite de la travée considérée.
- M_t : moment Max en travée pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

$$1) M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

$$2) M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas de travée intermédiaire.}$$

$$3) M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas de travée de rive.}$$

4) la valeur de chaque moment sur appuis intermédiaires doit être aux moins égale à :

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

Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de $M_a = 0,3 M_0$.

➤ **Calcul des coefficients**

• **Application numérique**

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,322} = 0.23$$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.069$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.535$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.635 \quad 0.5M_0$$

➤ **Calcul des moments isostatique**

• **Calcul à l'ELU :**

Travées de rives (AB), (DE) :

$$M_{01} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,947 \times 3,9^2}{8} = 11.30 \text{KN.m.}$$

Travées intermédiaires (BC), (CD)

$$M_{02} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,947 \times 3,9^2}{8} = 11,30 \text{KN.m.}$$

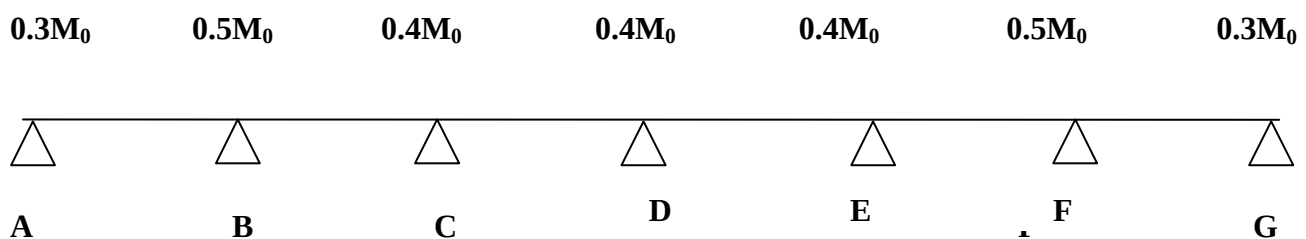


Figure III.17 : Moments sur appuis.

Calcul des moments aux appuisCalcul à l'ELU

$$M_A = M_G = 0, \quad 3 M_{01} = 0,3 \times 11,30 = 3,39 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = M_F = \max (0,5 M_{01}; \quad 0,5 M_{02}).$$

$$= \max (0,5 \times 11,30 = 5,65 \quad ; \quad 0,5 \times 11,30 = 5,65).$$

$$= 5,65 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = 0,4 M_{02} = 0,4 \times 11,30 = 4,52 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = 0,4 M_{02} = 0,4 \times 11,30 = 4,52 \text{ KN.m.}$$

$$M_E = 0,4 M_{02} = 0,4 \times 11,30 = 4,52 \text{ KN.m.}$$

➤ **Moments fléchissant en travée**▪ **Etude des travées AB, FG (travée de rive)**

$$1) \quad M_{t_{AB}} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_{01}$$

$$\text{Avec : } 1 + 0,3 \alpha = 1,069 > 1,05 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

$$M_{t_{AB}} \geq (1,069 \times 11,30) - \left(\frac{3,39 + 5,65}{2} \right) = 7,55 \text{ KN.m.}$$

$$2) \quad M_{t_{AB}} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_{01} = 0,635 \times 11,30 = 7,17 \text{ KN.m.}$$

$$\text{On prend: } M_{t_{AB}} = M_{t_{FG}} = 7,55 \text{ KN.m.}$$

▪ **Etude des travées BC, EF (travée intermédiaire)**

$$1) \quad M_{t_{BC}} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_{02}$$

$$\text{Avec : } 1 + 0,3 \alpha = 1,069 > 1,05 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

$$M_{t_{BC}} \geq (1,069 \times 11,3) - \left(\frac{5,65 + 4,52}{2} \right) = 6,9 \text{ KN.m.}$$

$$2) \quad M_{t_{BC}} \geq \left(\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_{02} = 0,535 \times 11,3 = 6,03 \text{ KN.m.}$$

$$\text{On prend: } M_{t_{BC}} = M_{t_{EF}} = 6,9 \text{ KN.m.}$$

- Etude des travées CD et DE (travée intermédiaire)

$$1) \quad M_{t_{CD}} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1 + 0.3 \alpha) M_{02}$$

Avec : $1 + 0.3 \alpha = 1.069 > 1.05 \Rightarrow$ (Condition vérifiée).

$$M_{t_{CD}} \geq (1.069 \times 11.3) - \left(\frac{4.52 + 4.52}{2} \right) = 7.55 \text{ KN.m.}$$

$$2) \quad M_{t_{CD}} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_{02} = 0.535 \times 11.3 = 6.03 \text{ KN.m.}$$

On prend: $M_{t_{DE}} = M_{t_{CD}} = 7.55 \text{ KN.m.}$

Calcul des efforts tranchants

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

Travée AB et FG

$$T_A = q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = 5.947 \frac{3.9}{2} + \frac{(5.65 - 3.39)}{3.9} = 11.01 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -5.947 \frac{3.9}{2} + \frac{(5.65 - 3.39)}{3.9} = -12.17 \text{ KN}$$

Travée BC et EF

$$T_B = q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = 5.947 \frac{3.9}{2} + \frac{(4.52 - 5.65)}{3.9} = 11.88 \text{ KN}$$

$$T_C = q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -5.947 \frac{3.9}{2} + \frac{(4.52 - 5.65)}{3.9} = -11.30 \text{ KN}$$

Travée CD et DE

$$T_C = q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = 5.947 \frac{3.9}{2} + \frac{(-4.52 + 4.52)}{3.9} = 11.6 \text{ KN}$$

$$T_D = -q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -5.947 \frac{3.9}{2} + \frac{(-4.52 + 4.52)}{3.9} = -11.6 \text{ KN}$$

Travée DE

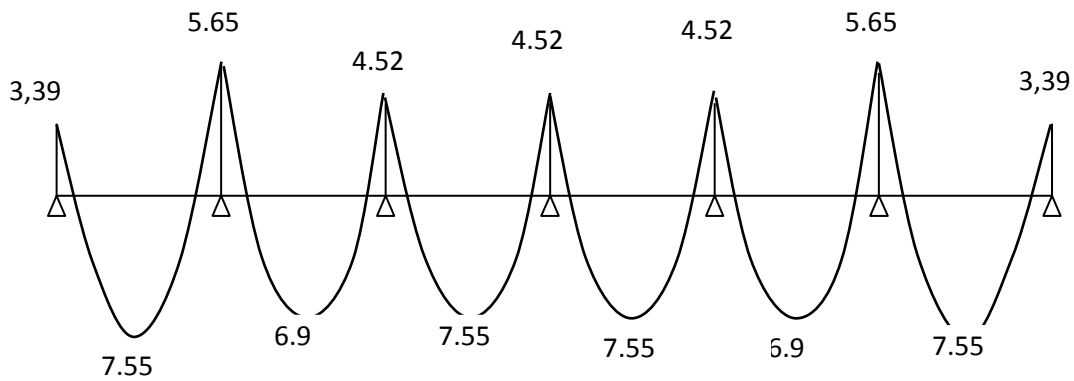
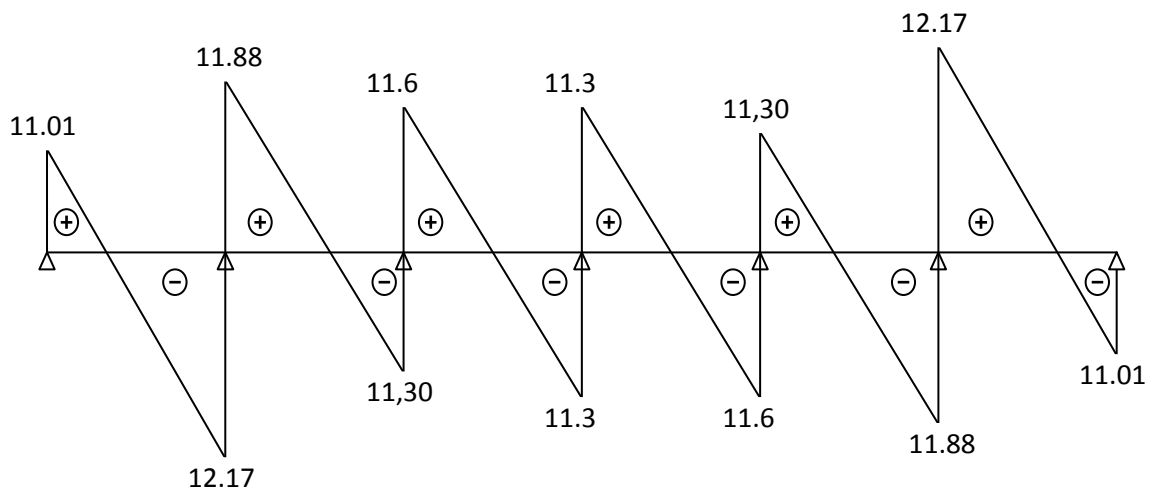
❖ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Figure III.18 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU(en KN.m)



[KN]

Figure.III.19 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU(KN)

-11,01

e) Calcul des armatures

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 7,55 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{\max} = 5,65 \text{ KN.m.}$$

❖ Armatures longitudinales

- En travée

- position de l'axe neutre

Si : $M_t^{\max} > M_{tb} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table nervure.

Si : $M_t^{\max} < M_{tb} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tb} = b h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 0,040 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$M_{tb} = 59,072 \text{ KN.m} > M_t = 7,55 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh) = (65 x 20).

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{7,55 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,026 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{7,55 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 1,22 \text{ cm}^2.$$

- On adopte : **3HA10 = 2,35 cm²**.

- **Aux appuis**

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de la hauteur utile $d=18$ cm et de largeur $b_0 =12$ cm.

$$M_a^{\max} = 5,65 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,65 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,102 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,102 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,946$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{5,65 \times 10^3}{0,946 \times 18 \times 348} = 0,95 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,95 \text{ cm}^2$$

On adopte : **HA12 = 1.13 cm²**

❖ **Armatures transversales**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par le BAEL91.

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.2/BAEL91)}$$

$$\min \left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right) = 5,71 \text{ mm}$$

$$\phi \leq 5,71 \text{ mm}$$

On prend: **2HA8 $\Rightarrow A_t = 1.00 \text{ cm}^2$.**

❖ **Espacement des armatures transversales**

$$St \leq \min(0,9d \text{ ; } 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \text{ ; } 40) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend **S_t = 15cm** constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91modifie 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.00 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

❖ **Ancrage des armatures (longueur descellement) : (Art. A .6 .1 ,23/BAEL 91).**

Calcul de la longueur de scellement droit des barres.

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

Et : $\Psi_s = 1,5$ pour HA.

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35,27 \text{ cm}$$

On adoptera des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 0,4 L_s$ pour les aciers HA.

Donc : $L_c = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$.

$L_c = 14,15 \text{ cm}$.

2) Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2, 1 BAEL 91 modifié 99).

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

En travée $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifiée.

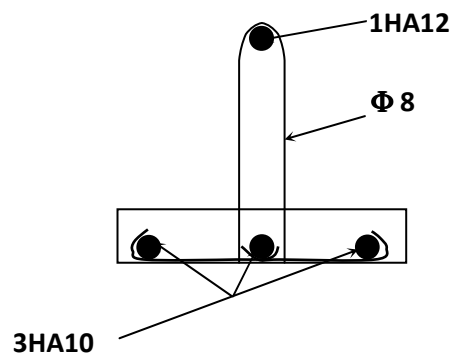


Figure III.20 : Ferrailage de la poutrelle.

b) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :(Art .A.5.1,211/BAEL91) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$T_u^{\max} = 12.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12.17 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91/Art5.1 ,313) :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

- Appuis de rive

$$T_{\max} = 12.17 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129,6 \text{ KN} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

- Appuis intermédiaires

$$T_{\max} = 11,6 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{cj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\sum u} = \frac{12,17 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 10 \times 3,14 \times 3} = 0,79 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow$ la condition est vérifiée.

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

▪ Appuis de rive

$$A = 2,26 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12,17 - \frac{3,39}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,25 \text{ cm}^2 < 0$$

$A = 2,26 \geq -0,25 \Rightarrow$ (Condition vérifiée).

▪ Appuis intermédiaires

$$A = 2,35 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(11,6 - \frac{5,65}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,66 \text{ cm}^2 < 0$$

$A = 2,35 \geq -0,66 \Rightarrow$ (Condition vérifiée).

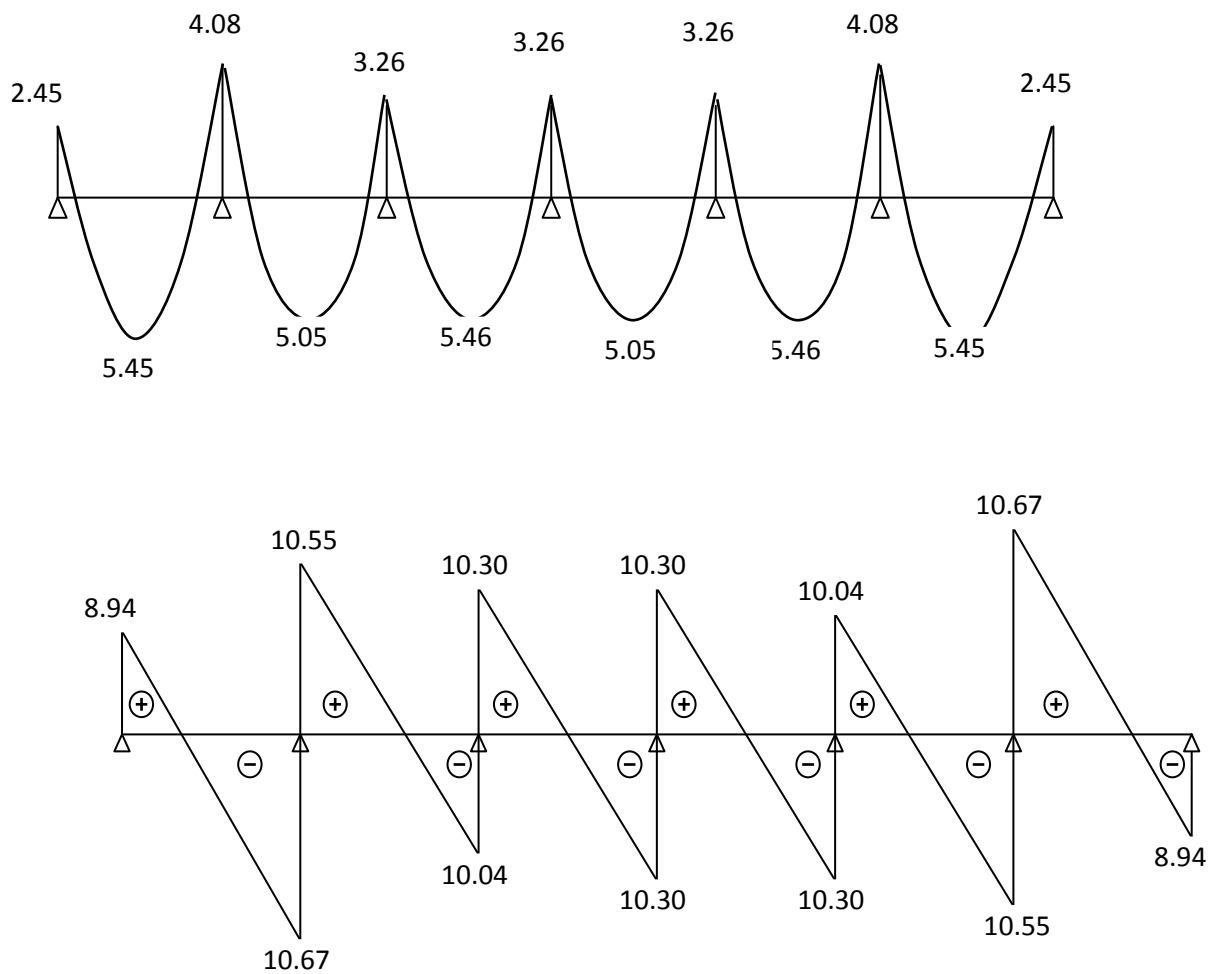
b) Calcul à l'ELS

a) Combinaison de charge

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_s = 3,322 + 0,975 = 4,297 \text{ kN/ml.}$$

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées, le **BAEL91 (A-6-5-1)** précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont résumées dans les tableaux suivants :

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELS**à l'ELS**

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont relatives sont :

Etat limite de résistance de béton en compression ;

Etat limite de déformation ;

Etat limite d'ouverture des fissures.

Etat limite de résistance de béton à la compression :(Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

- **En travée**

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \implies K_1 = 19,83 \text{ et } \beta_1 = 0,856.$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M^{\max}_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{5,45 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 150,51 \text{ MPa } \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ (Condition vérifiée).

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{150,51}{19,83} = 7,6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ (Condition vérifiée).S

- **Aux appuis**

$$\rho_2 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \implies K_2 = 20,31 \text{ et } \beta_2 = 0,858.$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M^{\max}_a}{\beta_2 d A_s} = \frac{4,08 \times 10^3}{0,858 \times 18 \times 2,26} = 116,89 \text{ MPa } \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée).

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_2} = \frac{116,89}{20,31} = 5,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ (Condition vérifiée).

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont satisfaisantes.

a) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible ; donc la vérification n'exige rien.

c) Etat limite de déformation :(vérification de la flèche)

Les règles (**Art.B.6.5,2 / BAEL 91 modifié 99**), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} MPa \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle comprise)

M_0 : Moment max de la travée isostatique

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b_0 : largeur de nervure.

A : section d'armature.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{0.20}{4.00} = 0.05 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée ; donc on doit calculer la flèche.}$$

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3900}{500} = 7,8 mm$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$\bar{f}$: La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 MPa ;$$

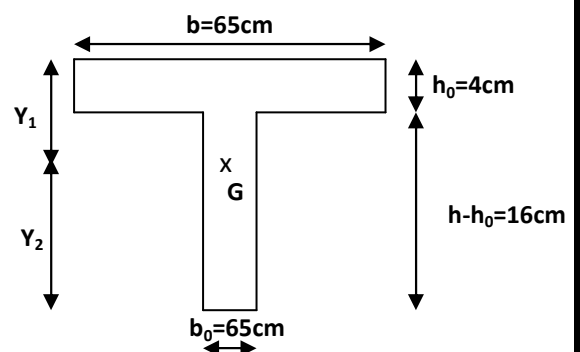
E_i : module de déformation longitudinale instantanée ;

λ_i : pour les déformations instantanées ;

λ_v : pour les déformations de longues durée ;

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG

de la section ;



$$y_1 : \text{position de l'axe neutre} \quad y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$

$$B_0 = b_0 (h-h_0) + b h_0 + n A_t = 12 (20-4) + 65 \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

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

$$= 12 \times 20 \times 20/2 + (65-12) 4 \times 4/2 + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^3.$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = 7.09 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

Dans notre cas $A'_s = 0$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[2,35 \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 45589.33 \text{ cm}^4.$$

Avec : A_s : section d'armatures tendues ;

B_0 : section du béton ;

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité

Dela section ;

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0,0109$$

La contrainte dans les aciers tendus est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta_1 d A_t} = \frac{5.45 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 235} = 150,51$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65})0,0109} = 3.77$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,593$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 45589.33}{1 + 3.77 \times 0,593} = 15498.86 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.77 = 1.508$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 45589.33}{1 + 1.508 \times 0,593} = 26474.02 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{5.45 \times 10^6 (3900)^2}{10 \times 10818,86 \times 26474.02 \times 10^4} = 2,89 \text{ mm}$$

$$f_v = 3.21 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8 \text{ mm}$$

$$f_i = \frac{M_t^s L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{5.45 \times 10^6 (3900)^2}{10 \times 32456.59 \times 15498.86 \times 10^4} = 1.64 \text{ mm}$$

$$f_i = 1.83 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

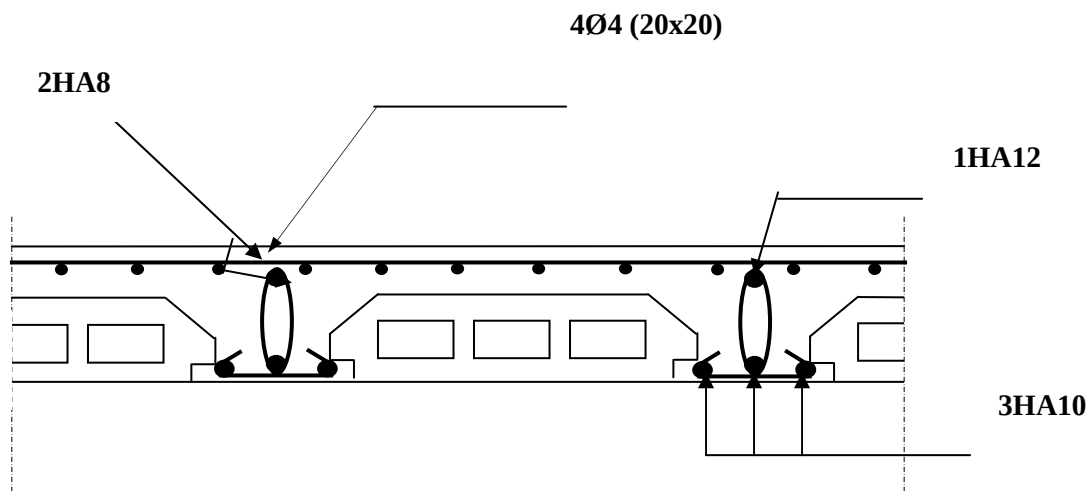


Figure.III.24 : Schéma de ferrailage du plancher d'étage

III-3) Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sur appuis continus (comme dans notre cas) peuvent porter dans deux directions (**BAEL-ArtA-5.2, 1**) ou bien dans une seule.

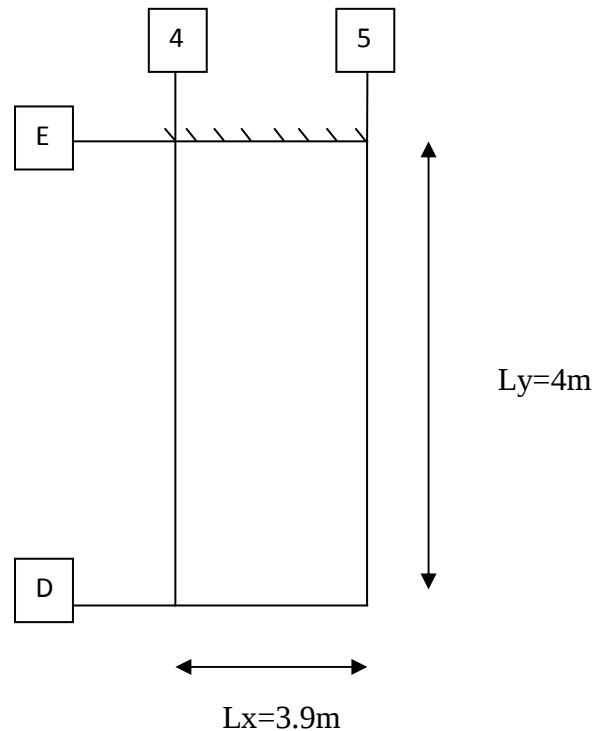


Figure III.25 : Dalle pleine sur appuis continus.

Les portées l_x et l_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis.

La dalle est considérée comme portant dans deux directions...si $0,40 \leq l_x/l_y = \rho \leq 1$

La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de la petite portée...si :

$$l_x/l_y = \rho < 0,4.$$

La méthode de calcul se fera en utilisant la méthode exposée au **BAEL91/modifiée99**.

III-3-1) Calcul à L'ELU

Soit q la charge uniformément répartie sur le panneau par unité de longueur.

- **A L'ELU**

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

$$= 1,35 \times 5,19 + 1,5 \times 1,50 = 9,26 \text{ KN/ml.}$$

• **A L'ELS**

$$q_s = G + Q = 5,19 + 1,50 = 6,69 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,9}{4} = 0,97 \rightarrow 0,4 < \rho < 1$$

Donc la dalle est considérée comme portant dans deux sens.

$$\text{Sens } x \rightarrow M_{0x} = v_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$\text{Sens } y \rightarrow M_{0y} = v_y \cdot M_{0x}$$

v_x, v_y : Sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et de ν qui est le coefficient de poisson.

D'après l'article A.2.1, 3 du BAEL précise que :

$$\nu = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\nu = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

$$\rho = 0,95 \xrightarrow{\text{du tableau}} v_x = 0,0410 ; v_y = 0,888$$

$$M_{0x} = 0,0410 \times 9,26 \times 3,9^2 = 5,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,888 \times 5,48 = 5,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y}/M_{0x} = 0,88 > 0,25$$

Remarque

Les dalles encastrées totalement ou partiellement sur leur contour sont calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leurs contours (**BAEL ArtA-8-2-32**).

Dans la portée principale l_x , on doit respecter :

$$1) M_{tx} + \frac{M_{wx} + M_{wy}}{2} \geq 1,25 M_{0x}$$

$$2) M_{tx} \leq M_{0x}$$

-Calcul des moments

• **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 5,77 = 4,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 5,12 = 3,84 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

Dans le sens y-y on peut considérer le panneau comme un panneau intermédiaire.

$$M_{ax} = -0,5M_{ox} = -0,5 \times 5,77 = -2,88 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ay} = -0,5M_{oy} = -0,5 \times 5,77 = -2,88 \text{ KN.m.}$$

II-3-2) Ferrailage

✓ **Sens de la petite portée x-x :**

❖ **En travée :**

$$M_{ty} = 4,66 \text{ KN.m}$$

$$U_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,90}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,020 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA.}$$

$$U_u = 0,019 \xrightarrow{\text{du tableau}} \beta = 0,990.$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d_x \cdot f_{bu}} = \frac{4,90}{0,990 \times 0,13 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,09 \text{ cm}^2$$

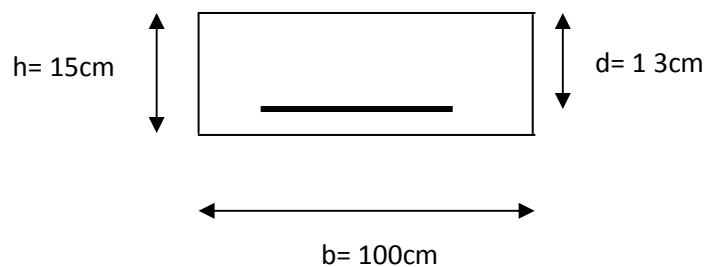


Figure III.26 : coupe verticale du plancher en dalle Pleine.

❖ Aux appuis

$$M_{ax} = 2.88 \text{ KN.m.}$$

$$U_u = \frac{M_{ax}}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.88}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.012 < 0.392 \dots \text{SSA.}$$

$$U_u = 0.012 \xrightarrow{\text{du tableau}} \beta = 0.994$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d_x \cdot f_{bu}} = \frac{4.90}{0.994 \times 0.13 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.08 \text{ cm}^2$$

✓ Sens de la grande portée y-y

❖ En travée

$$M_{ty} = 3.65 \text{ KN.m}$$

$$U_u = \frac{M_{ty}}{b \cdot d_y^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.84}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.016 < 0.392 \dots \text{SSA.}$$

$$U_u = 0.011 \xrightarrow{\text{du tableau}} \beta = 0.992.$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d_y \cdot f_{bu}} = \frac{3.84}{0.992 \times 0.13 \times 348 \times 10^{-1}} = 0.85 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis

$$M_{ay} = 2.88 \text{ KN.m.}$$

$$U_u = \frac{M_{ay}}{b \cdot d_y^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.88}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.012 < 0.392 \dots \text{SSA.}$$

$$U_u = 0.011 \xrightarrow{\text{du tableau}} \beta = 0.994$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \cdot d_y \cdot f_{bu}} = \frac{4.90}{0.994 \times 0.13 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.08 \text{ cm}^2$$

III-3-3) Vérification à l'ELU**➤ Condition de non fragilité : (Art.B.7.4 /BAEL91)**

- Armatures inférieures

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] \times b \times h \quad \text{avec : } \rho_0 = 0,0008$$

D'où :

$$A_{\min} = \frac{0,0008}{2} \left(3 - \frac{3,9}{4} \right) \times 100 \times 13 = 1,053 \text{ cm}^2$$

- Armatures supérieures

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Remarque

Toutes les sections calculées sont inférieures à la section minimale donc on opte pour $A_{\min}$.

- Pour les armatures inférieures $A_{\min} = 1,053 \text{ cm}^2$
Soit **4HA12=4,52cm²**

- Pour les armatures supérieures $A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$
Soit **4HA12=4,52cm²**

-Diamètre maximal des armatures :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérif}$$

➤ Ecartement des barres : (Art ; A8.2,42 /BAEL91)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas excéder la plus faible des deux valeurs suivantes :

En région centrale du panneau

- Armatures $A_x // L_x$

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min \{ 3h, 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Armatures $A_y // L_y$

$S_t = 25\text{cm} < \min\{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ condition vérifiée.

Donc les armatures sont convenablement réparties.

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.3.2.5/BAEL91)**

- **Sens x-x**

$$V_u = \frac{P}{3.l_y} = \frac{9,28 \times (3,9 \times 4)}{3 \times 4} = 11,75 \text{ KN.} \quad (\text{Avec } P : \text{Charge totale})$$

- **Sens y-y**

$$V_u = \frac{p}{2l_y + l_x} = \frac{144,76}{2 \times 4 + 3,9} = 12,16 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{12,16 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,093 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,093 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres
(Art A6.1.3 /BAEL91)**

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9.d \cdot \sum u_i} = \frac{12,16 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13 \times 4 \times 3,14 \times 0,012} = 0,68 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III-3-4) Vérification à l'ELS

$$q_s = 9,26 \text{ KN/ml}$$

-Calcul des moments

$$M_x^{ser} = v_x q_s l_x^2 = 0,0483 \times 9,26 \times 3,9^2 = 6.80 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y}^{ser} = v_y M_{0x} = 0,923 \times 6.80 = 6,27 \text{ KN.m.}$$

- **En travée**

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 6.80 = 5.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 6.27 = 4.70 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 6,80 = -3.4 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)**

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{tx}}{b \times d_x} = \frac{100 \times 4,70}{100 \times 13} = 0,36$$

$$\rho_1 = 0,36 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,908 ; \alpha_1 = 0,275$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,275}{15(1 - 0,275)} = 0,025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}^{ser}}{\beta_1 \times d_x \times A_{st}} = \frac{5,78 \times 10^{-3}}{0,908 \times 0,13 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 108,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = K \cdot \sigma_{st} = 0,025 \times 108,33 = 2,7 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 102,89 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

➤ **Etat limite de déformation**

Pour ne pas avoir à faire une vérification de la flèche, le **BAEL (ArtB-7.5)** exige que la condition suivante soit vérifiée :

$$h \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}^{ser}}{20.M_{0x}^{ser}} \right] \times l_x$$

$$h \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{5,78}{20 \times 6,8} \right] \times 3,9(\text{m})$$

$$h \geq 0,0424 \text{ m} = 4,24 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm} > 4,24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

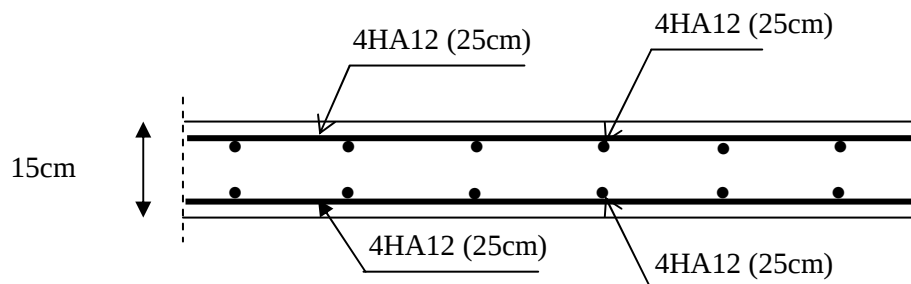


Figure III.27 : Ferrailage de la dalle pleine

III-4-1) Introduction

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur $h = 1.25\text{m}$.

Ce type de balcon est soumise à une charge concentrée verticale (G_2) due au poids propre du garde-corps, ainsi qu'aux charges et surcharges qui leurs reviennent G_1 et Q .

III-4-2) pré dimensionnement :

$$\text{On a : } e \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14\text{cm. Soit : } e=15\text{cm.}$$

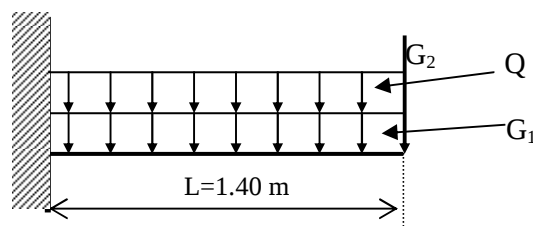


Figure III.13 : Schéma statique du balcon

III-4-3) Charges et surcharges**III-4-3-1) Charges permanentes**

Carrelage (2cm).....	0.02x22=0.44KN/m ²
Chape de mortier (2cm).....	0.02x22=0.44 KN/m ²
Lit de sable (2cm).....	0.02x18=0.36 KN/m ²
Dalle pleine en BA (15cm).....	0.15x25=3.75 KN/m ²
Enduit en ciment (1.5cm).....	0.015x18=0.27 KN/m ²

$$G_1=5.26 \text{ KN/m}^2$$

Le poids du garde corps en brique creuses :

Brique creuses (10cm).....	0.1x9=0.9 KN/m ²
Enduit extérieur en ciment (1.5cm).....	0.015x18=0.27 KN/m ²
Enduit intérieur en ciment (1.5cm).....	0.015x18=0.27 KN/m ²

$$G_2=1.44 \text{ KN/m}^2$$

III-4-3-2) Surcharge d'exploitation :(uniformément répartie)

Surcharge revenant au balcon : $Q=3.5\text{KN/m}^2 \times 1\text{m}=3.5\text{KN/ml}$

III-4-4) Les combinaisons de charges**III-4-4.1) Les combinaisons de charges à l'ELU**

Pour la dalle : $q_u = [1.35G_1 + 1.5Q] \times 1\text{m} = 1.35(5.26) \times 1\text{m} + 1.5(3.5) \times 1\text{m} = 12.35\text{KN/ml}$.

Pour le garde-corps : $g_u = (1.35G_2) \times 1\text{m} = 1.35(1.44) \times 1\text{m} = 1.944\text{KN/ml}$.

III-4-4.2) Les combinaisons de charges à l'ELS

Pour la dalle : $q_s = (G_1 + Q) \times 1\text{m} = (5.26 + 3.5) \times 1\text{m} = 8.76\text{KN/ml}$.

Pour le garde-corps : $g_s = G_2 \times 1\text{m} = 1.44\text{KN/ml}$.

III-4-5) Ferrailage**III-4-5.1) Calcul des efforts internes**

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire (100x15) cm² soumise à la flexion simple. Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

- **ELU**

a) le moment fléchissant

$$M_u = (q_u l^2 / 2) + g_u x l = [12.35 \times (1.4)^2 / 2] + 1.944 \times 1.4 = 14.82\text{KNm}$$

b) L'effort tranchant

$$V_u = q_u l + g_u = 12.35 \times 1.4 + 1.944 = 19.23\text{KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.82 \times 10^6}{10^3 \times 120^2 \times 14.2} = 0.072 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_u = 0.072 \Rightarrow \beta = 0.963$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa} \text{ Donc : } A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.82 \times 10^3}{0.963 \times 120 \times 34.8} = 3.68\text{cm}^2$$

On adopte : **7HA12 = 7.92cm² avec St =15 cm**

d) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7HA10 = 5.49 cm²** avec $St = 15 \text{ cm}$

III-4-5.2) Vérification des efforts**1) Vérification à L'ELU****Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1)**

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

$$A_u = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ok}$$

2) Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration étant préjudiciable avec $\eta = 1.6$,

on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

a) Vérification des contraintes dans les aciers

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{8.76 \times 1.4^2}{2} + 1.44 \times 1.4 = 10.60 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 12} = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.881 \\ K_1 = 27.02 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{10.60 \times 10^6}{0.881 \times 120 \times 792} = 126.6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 126.6 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{126.6}{27.02} = 4.68MPa$$

$$\sigma_b = 4.68MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire

c) Vérification de l'effort tranchant

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

$$\text{fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19.2310^3}{10^3 \cdot 120} = 0.160MPa$$

Ce qui donne $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (condition vérifiée).

L'espacement

- **Pour les armatures principales**

$$S_t \leq \min (3h, 33cm) = 33cm.$$

On prend $S_t = 15cm < 33cm$ (condition vérifiée).

- **Pour les armatures de répartition**

$$S_t \leq \min (4h, 45cm) = 45cm$$

On prend $S_t = 15cm < 45cm$ (condition vérifiée).

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

On a :

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9.d.\Sigma U_i} = \frac{19.23 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 120 \cdot 263.8} = 0.67MPa \quad \text{avec } (\Sigma U_i = n \pi \Phi = 7 \times 3.14 \times 1.2 = 26.38cm).$$

Ce qui donne $\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$ (condition vérifiée).

e) Vérification de la flèche

On Doit vérifier que :

$$F < \bar{F}$$

avec :

$$F = F_1 + F_2$$

La flèche admissible : $\bar{F} = \frac{L}{250} = \frac{140}{250} = 0,56$
cm

Soit $M_1 = \frac{-q.l^2}{2}$: le moment dû à la charge et surcharge uniformément répartie revenant au balcon.

Soit $M_2 = -g_u.l$ le moment dû à la charge concentrée.

En utilisant la méthode de vérechaguine on obtient :

$$F_1 = \frac{q.l^4}{8.E.I} \quad f_1: \text{flèche due à la charge et surcharge revenant au balcon.}$$

$$F_2 = \frac{g.l^3}{3.E.I} \quad f_2: \text{flèche due à la charge concentrée du au garde corps.}$$

$$I = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4 \quad I: \text{moment d'inertie du balcon.}$$

$$E = 1081,887 \text{ KN/cm}^2 \quad E: \text{module de déformation différée du béton.}$$

$$F_1 = \frac{8,76.10^{-2} \times (140)^4}{8 \times 1081,887 \times 28125} = 0,0138 \text{ m}$$

$$F_2 = \frac{1,44.10^{-2} \times (140)^3}{3 \times 1081,887 \times 28125} = 0,0016 \text{ cm}$$

$$F = 0,0138 + 0,0016 = 0,154 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } F < \bar{F} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

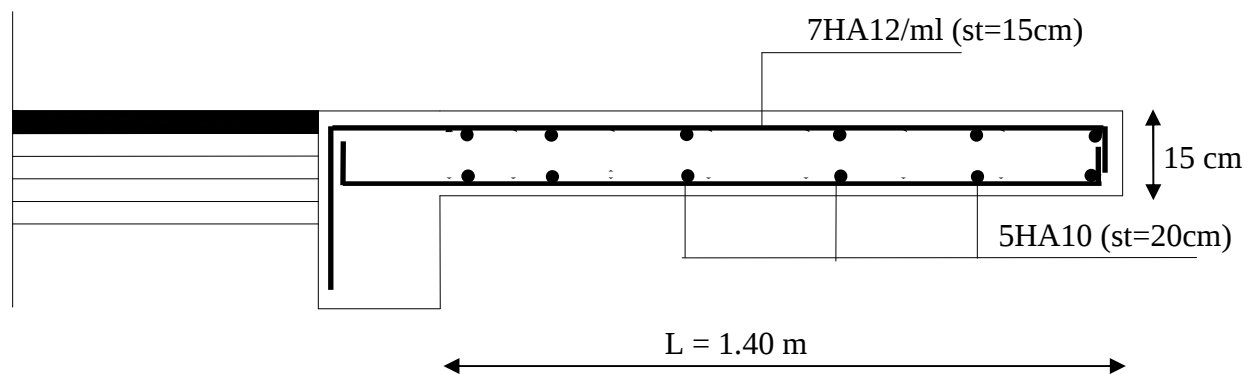


Figure III.13: Ferrailage de balcon

III-1) Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute.

Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre G et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement ($Q = 1\text{KN/ml}$) provoquant un moment de renversement dans la section d'encastrement.

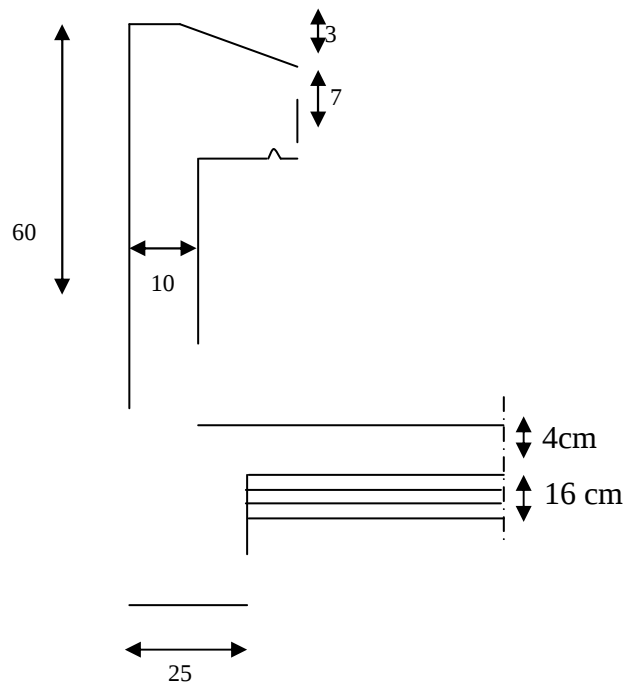


Figure III.9 : Coupe verticale de l'acrotère

III-1-1) Calcul des sollicitations

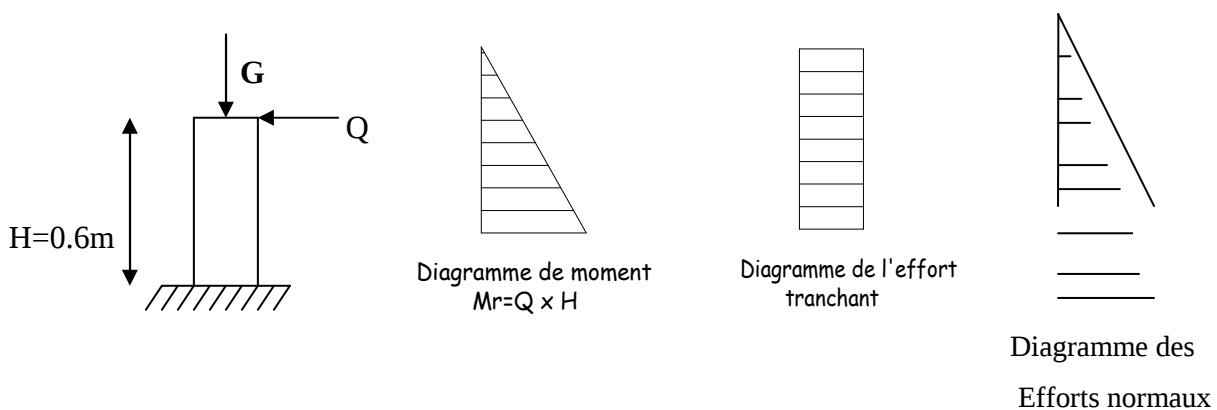


Figure III.10 : Schéma statique de l'acrotère.

- Poids propre de l'acrotère

$$G = \rho \times S \times 1m = 25 [(0.03 \times 0.2 / 2) + (0.07 \times 0.2) + (0.1 \times 0.5)]$$

$$G = 1.675 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : masse volumique de béton.

S : section transversale de l'acrotère.

- Poussée latérale

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

- Moment de renversement

$$M_r = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

III-1-2) Combinaison de charges

1) A L'ELU : 1.53G + 1.5Q

- L'effort normal :

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.675$$

$$\Rightarrow N_u = 2.26 \text{ KN/ml}$$

- Moment de flexion:

$$M_u = 1.5 \times M_r = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$V_Q = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_Q = 1.5 \text{ KN}$$

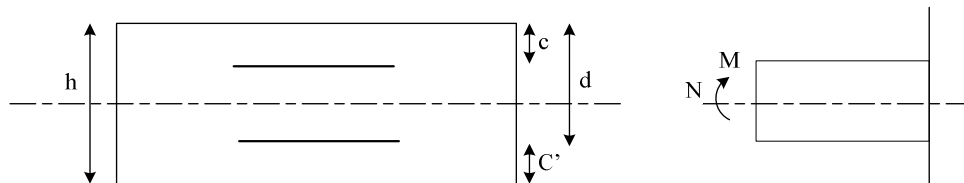
2) A L'ELS: G + Q

- L'effort normal : $N_s = G = 1.675 \text{ KN.m}$
- Moment de flexion: $M_s = M_r = 0.6 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant : $V_Q = 1 \text{ KN}$

III-1-3) Calcul des armatures

L'acrotère est considéré comme une section rectangulaire de $(100 \times 10) \text{ cm}^2$, soumise à un moment fléchissant et un effort normal de compression, d'où le calcul se fera à la flexion composée. $H = 10 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 8 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

➤ **Calcul à L'ELU**



H : Épaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

❖ **Calcul de l'excentricité à l'ELU**

$$N_u = 2.26 \text{ KN/ml} ; M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.26} = 0.4 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 0.03 \text{ m}$$

Donc : $0.4 > 0.03 \text{ m}$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, alors celle-ci est partiellement comprimée (SPC). Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis elle se ramène à la flexion composée.

❖ **Moment fictif (Flexion simple)**

$$M_f = N_u \times g$$

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.4 + 0.03 = 0.43m$$

$$M_f = 2.26 \times 0.43 = 0.972 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.972 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 1.42} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.011 \Leftrightarrow \beta = 0.994$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.972 \times 10^2}{0.994 \times 8 \times 34.8} = 0.35 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul des armatures réelles (Flexion composée)**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.26}{34.8} = 0.28 \text{ cm}^2$$

III-1-4) Les vérifications à L'ELU**a) Condition de non fragilité**

$$\begin{aligned} A_{\min} &= 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_u - 0.455 \times d}{e_u - 0.185 \times d} \right] \\ &= 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{40 - 0.455 \times 8}{40 - 0.185 \times 8} \right] \Rightarrow A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2 \\ \Rightarrow A_u &= 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on adopte la section minimale :

$$A_u = A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8/ml = 2.51 cm² ; avec : s_t = 25 cm

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8/ml = 2.01 cm² ; avec : st = 33 cm.

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91 Art a.5.1.211)

La fissuration est préjudiciable

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa})$$

$$= \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187 < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 8 \times 100}{1.5} = 480 \text{ KN}.$$

$T_u^{\max} = 1.5 \text{ KN} < 480 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art. A.6.1.3/ BAEL91)

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 8 \times 125.6} = 1.66 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \tau_{se} = 1.66 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres longitudinales.

e) Enclassement des barres : (Art. A.6.1,21/ BAEL91)

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_u} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm}$$

On prend : $L_a = 15 \text{ cm}$

f) Espacement des barres : (Art.8.2,42/BAEL91)

$$\text{- Armatures principales : } S_{t \max} = 20 \text{ cm} \langle \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

$$\text{- Armature de répartition : } S_{t \max} = 15 \text{ cm} \langle \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Calcul à l'ELS

$$M_s = 0.6 \text{ KN}, \quad N_s = 1.675 \text{ KN/ml.}$$

Les armatures adoptées à l'ELU sont 4HA8 = 2.01 cm²

❖ Calcul de l'excentricité à l'ELS

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.675} = 0.3582 \text{ m} = 35.82 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_s = 35.82 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée, on doit résoudre l'équation suivante : $y_2^3 + Py_2 - q = 0$

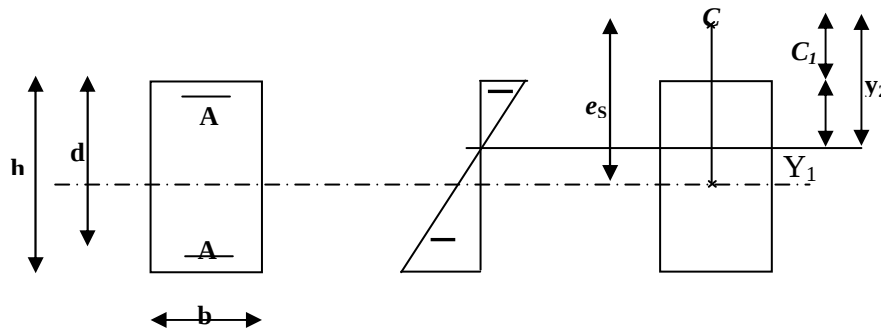


Figure III.11 : Schéma représentatif du centre de pression.

y_2 : Distance entre l'axe neutre et le centre de pression.

P, q : Coefficient données par les différentes sections.

y_1 : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.

C_1 : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C_1 = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 35.82 = -30.82 \text{ cm}$$

- Pour notre cas $C_1 < 0$

• Calcul des coefficients P et q

$$p = -3(C_1)^2 - \frac{90 \times A_u'}{b}(C_1 - C') + \frac{90 \times A_u}{b}(d - C_1)$$

$$P = -3(-30.82)^2 + \frac{90 \times 2.51}{100}(8 + 30.82) = -2761.92 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(C_1)^3 - \frac{90 \times A_u'}{b}(C_1 - C')^2 - \frac{90 \times A_u}{b}(d - C_1)^2$$

$$q = -2(-30.82)^3 - \frac{90 \times 2.51}{100}(8 + 30.82)^2 = 55145.84 \text{ cm}^3$$

$$y_2^3 - 2761.92y_2 + 55145.84 = 0$$

Résolution de l'équation ci-dessus

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = (55145.84)^2 + \frac{(-2761.92)^3 \times 4}{27} = -8.02 \times 10^7$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines.

• **Calcul de α**

$$\cos \alpha = \frac{3 \times q}{2 \times P} \times \sqrt{\frac{-3}{P}} = \frac{3 \times 55145.84}{2 \times (-2761.92)} \times \sqrt{\frac{-3}{-2761.92}} = -0.987$$

$$\Rightarrow \alpha = 170.75^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{2761.92}{3}} = 60.68$$

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) = 60.68 \cos\left(\frac{170.75}{3}\right) = 33.12$$

$$\Rightarrow y_2^1 = 33.12$$

$$y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) = 60.68 \cos\left(\frac{170.75}{3} + 120\right) = -60.59$$

$$\Rightarrow y_2^2 = -60.59$$

$$y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right) = 60.68 \cos\left(\frac{170.75}{3} + 240\right) = 27.47$$

$$\Rightarrow y_2^3 = 27.47$$

$$0 < y_1 = y_2 - c_1 < h$$

$$y_2 = 33.12 \text{ cm}$$

Soit : $0 < y_1 < h$

$$y_1 = y_2 + C_1 = 33.12 - 30.82 = 2.30 \text{ cm.}$$

➤ Les Vérifications

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c_{28}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{by_1^2}{2} + 15 \times [A'_u \times (y_1 - C') + A_u (d - y_1)] \\ &= \frac{100 \times (2.30)^2}{2} + 15 [-2.51 \times (8 - 2.30)] = 49.89 \text{ cm}^3 \\ \Rightarrow S &= 49.89 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{Ns}{S} = \frac{1.675}{49.89} = 0.034 \text{ KN/cm}^3 \\ \Rightarrow K &= 0.034 \text{ KN/cm}^3 \end{aligned}$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.034 \times 2.30 \times 10 = 0.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 15 \times K (d - y_1) \\ \sigma_s &= 15 \times 0.034 (8 - 2.30) \times 10 = 85.50 \text{ Mpa} \\ \Rightarrow \sigma_s &= 85.50 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

La fissuration est préjudiciable:

$$\begin{aligned} \Rightarrow \bar{\sigma}_s &= \min \{ 2/3 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \} ; \quad n=1.6 \text{ pour une barre HA.} \\ &= \min \{ 266.66 ; 201.633 \} = 201.633 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 85.50 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Le ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

b) Vérification de l'acrotère au séisme : (R.P.A 99 : Article 6.2.3)

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques horizontale suivant la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas, zone IIa, groupe 2

$\Rightarrow A = 0.15$ (RPA 99, tableau 4 -1).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

W_p : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1.675 KN.

On prend : $C_p = 0.8$

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675 = 0.804 \text{ KN} < 1\text{KN} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

III-1-5 : Ferrailage de l'acrotère

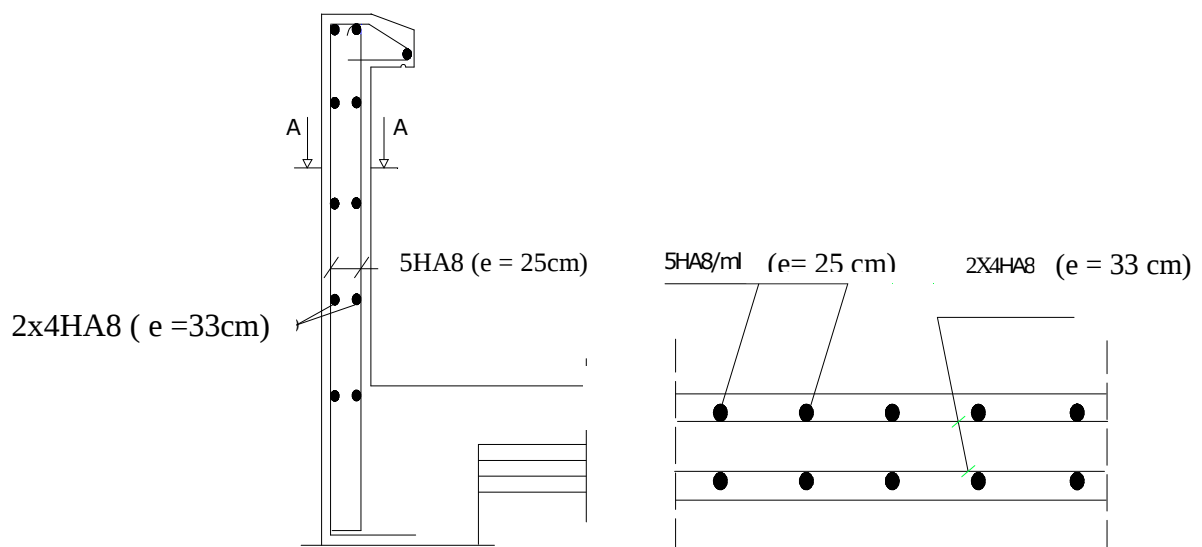


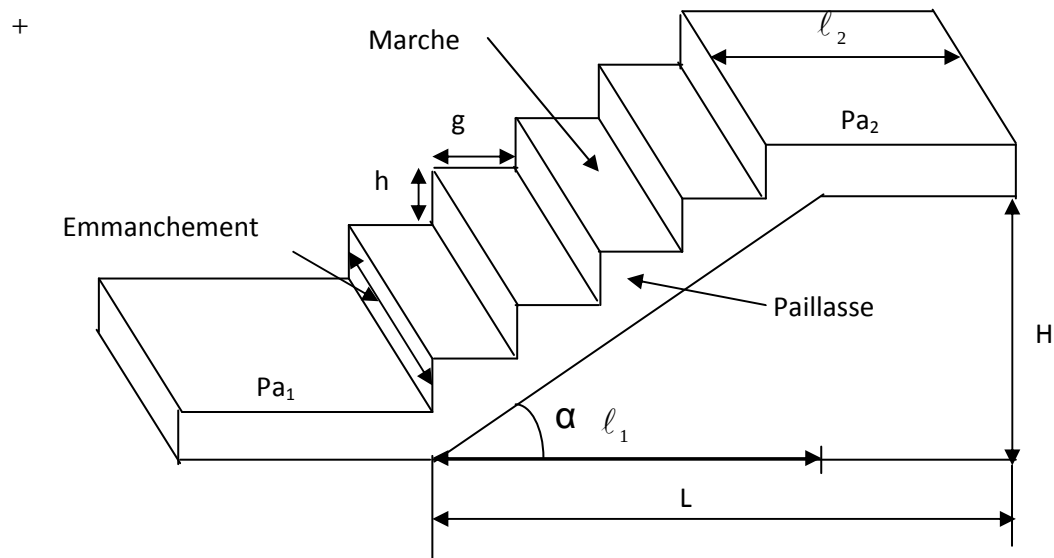
Figure III.12 : l'Acrotère

III-3) Calcul des escaliers**Introduction**

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

Notre bâtiment est composée d'une seul cage d'escalier.

Les caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III-3-1) Terminologie

- **Notation utilisée**

- g : giron (largeur des marches)
- h : hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur d'une volée.
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- l_2 : largeur de palier.
- L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers.

III-3-2) Calcul de l'escalier de l'étage courant

Notre étage courant comporte deux volées identiques et un palier intermédiaire. Donc le calcul se fera pour une seule volée avec $h_e = 3.06m$.

1) Pré dimensionnement

Les escaliers seront pré dimensionné suivant la formule de **BONDELL**, on tenant compte des dimensions donnée sur le plan

$$60cm \leq g + 2h \leq 66 cm$$

$$14cm \leq h \leq 18 cm$$

a) Calcul du nombre de contre marches :

On prend h égal à 17cm

$$n = H/h = 153/17 = 9 \text{ contre marches.}$$

b) Calcul du nombre de marches

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

c) Calcul de la hauteur de la contre marche

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

d) Calcul de la hauteur du giron

$$g = L1/n-1 = 240/8 = 30 \text{ cm.}$$

e) Vérification de la relation de BLONDEL

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

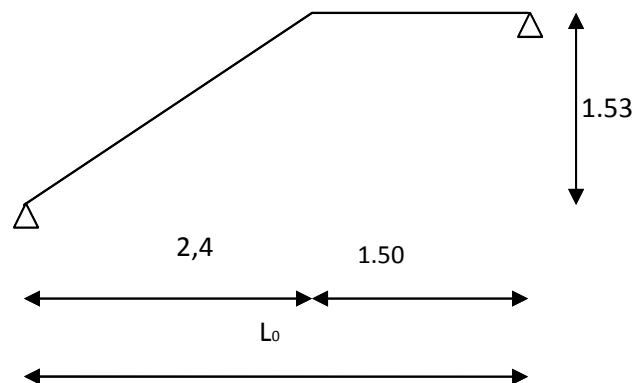


Figure III.2 : Schéma statique de l'escalier

2) Pré dimensionnement de la pailasse et de palier

- **L'épaisseur de la pailasse et du palier**

➤ **Pailasse**

L'épaisseur de la pailasse est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : Portée entre appui de l'escalier ($L_0 = L' + 1.50$)

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375$$

$$\alpha = \arctan 0.6375 = 32.52^\circ.$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.52} = 284.63 \text{ cm}$$

$$L_0 = 284.63 + 150 = 434.63 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{434.63}{30} \leq ep \leq \frac{434.63}{20} \quad \Rightarrow \quad 14.48 \text{ cm} \leq ep \leq 21.73 \text{ cm}$$

On prend : $ep = 18 \text{ cm}$.

➤ **Palier de courant**

$$e = \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

L : portée du palier

e : épaisseur du palier courant.

3) Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul s'affectera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges et surcharges

- **Le palier**

- poids propre de la pailasse $25 \times 0,18 = 4,5 \text{ KN/m}^2$
- poids du revêtement+enduit $0,44 \times 4 = 1,76 \text{ KN/m}^2$
- Poids des gardes corps..... $0,2 \text{ KN/m}^2$

$$G_p = 6.46 \text{ KN/m}^2$$

- **La volée**

- poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0,18}{\cos 32,51} = 5,34 \text{ KN} / \text{m}^2$
 - Poids propre des marches : $\rho_b \times \frac{h}{2} = 22 \times \frac{0,17}{2} = 1,87 \text{ KN} / \text{m}^2$
 - poids propre du carrelage $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
 - poids propre du mortier de pose $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
 - Lit de sable $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
 - Mortier de pose $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
 - enduit de ciment..... $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
 - poids des gardes corps..... $0,2 \text{ KN/m}^2$
-

$$G_{ps} = 9.61 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation** : selon le (DTR C2-2) pour une construction à usage de service ou d'habitation ;

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

b) Combinaison de charge

- **ELU**

- **La volée**

$$q_{u1} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = [(1,35 \times 9,61) + (1,5 \times 2,5)] \times 1\text{m} = 16,72 \text{ KN} / \text{ml}$$

- **Le palier**

$$q_{u2} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = [(1,35 \times 6,46) + (1,5 \times 2,5)] \times 1\text{m} = 12,47 \text{ KN} / \text{ml}$$

- **ELS**

- **La volée**

$$q_{u1} = (G + Q) \times 1\text{m} = [9,61 + 2,5] \times 1\text{m} = 12,11 \text{ KN} / \text{ml}$$

- **Le palier**

$$q_{u2} = (G + Q) \times 1\text{m} = [6,46 + 2,5] \times 1\text{m} = 8,96 \text{ KN} / \text{ml} .$$

4) Calcul à l'ELU

a) Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU

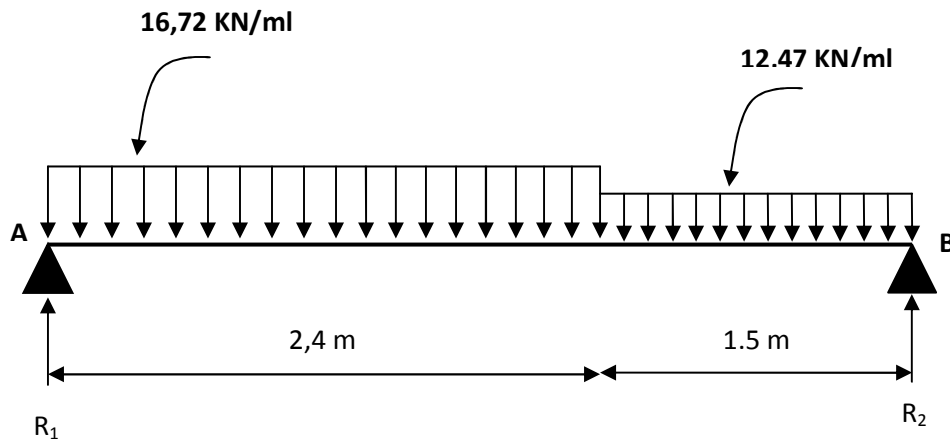


Figure III.3 : Schéma statique

- Les réactions d'appuis

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = (16,72 \times 2,4) + (12,47 \times 1,50)$$

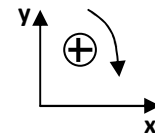
$$\Rightarrow R_1 + R_2 = 58,83 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_2 \times (L_p + L_v) - Q_{u1} \frac{L_v^2}{2} - Q_{u2} \times L_p \times (L_v + \frac{L_p}{2}) = 0$$

$$\Rightarrow R_2 \times (1,50 + 2,40) - 16,72 \frac{2,4^2}{2} - 12,47 \times 1,50 \times (2,4 + \frac{1,50}{2}) = 0$$

$$\Rightarrow R_2 = 27,45 \text{ KN.}$$

$$R_1 + R_2 = 58,83 \text{ KN} \Rightarrow R_1 = 58,83 - 27,45 \Rightarrow R_1 = 31,38 \text{ KN}$$

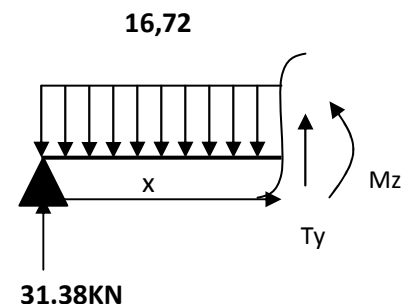


- Moments fléchissant et efforts tranchants

$$\checkmark \quad 0 \leq x \leq 2,4 :$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 16,72x - 31,38$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = 31,38x - 8,36x^2$$

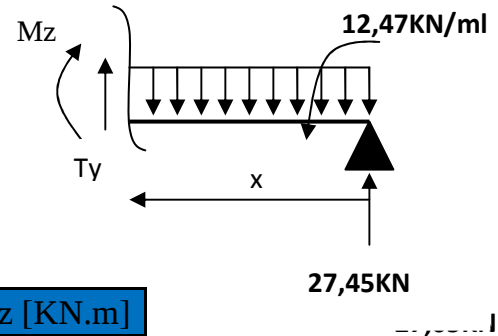


X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	-31.38	0
2,4	8.74	27.15

✓ $0 \leq x \leq 1,50$:

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 27,45 - 12,47x$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = 27,45x - 6,24x^2$$



X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	27,45	0
1,50	8.34	27.15

Calcul de M max

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -T_y \quad \text{Donc : } T_y = 0 \Rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$T_y = 0 \Leftrightarrow 16,72x - 31,38 = 0 \Rightarrow x = 1,87\text{m}$$

$$M_z(1,87) = 29,51 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_y = R_a = -31,38 \text{ KN}$$

Remarque

Pour tenir compte de l'encastrement partiel, on multiplie le moment en travée par des coefficients réducteurs :

- Aux appuis : $M_u^{app} = -0,3 M_{\max}$

- En travée : $M_u^t = 0,85 M_{\max}$

$$M_A = M_B = -8,85 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 25,08 \text{ KN.m}$$

❖ Diagramme des efforts internes à l'ELU

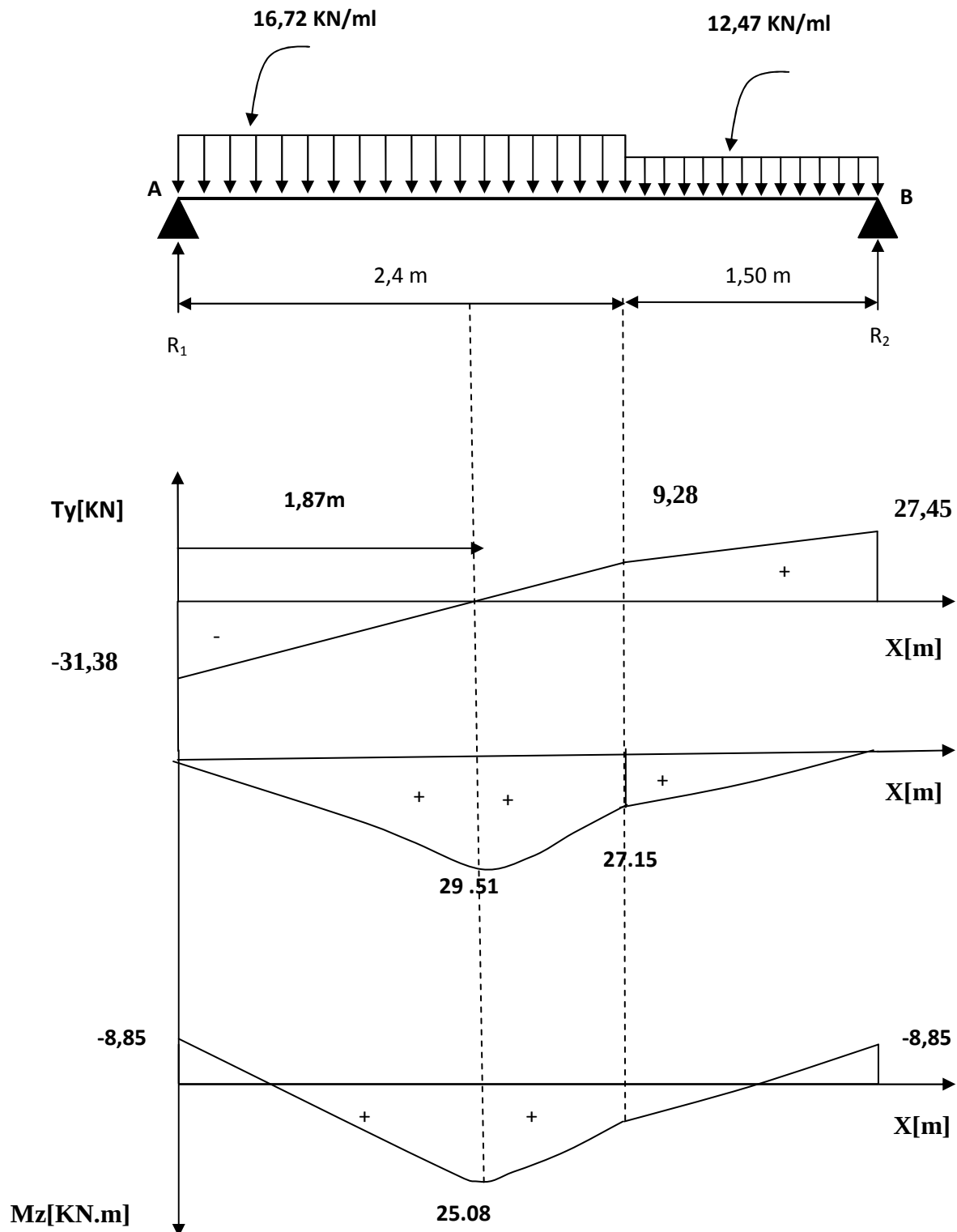


Figure III.4 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU

b) Ferrailage

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

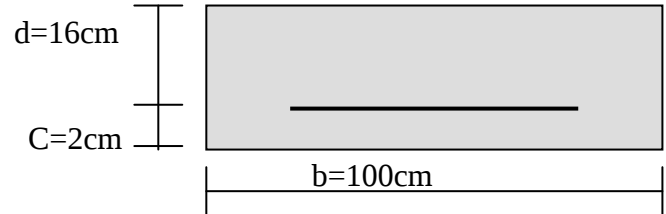
➤ **Calcul du moment réduit**

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$

M : Moment réactif.

f_{bc} : Contrainte caractéristique du béton.

b,d : Dimensions de la section.



$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de la section d'armature**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}, \text{ avec } \sigma_{st} : \text{contrainte limite de l'acier tendu.}$$

❖ **Armatures principales**

✓ **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,85 \cdot 10^3}{100 \cdot 16^2 \cdot 14,2} = 0,024$$

$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_b = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,85 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 16 \cdot 348} = 1,60 \text{ cm}^2$$

Soit **Aa = 6HA12/ml** = $6,78 \text{ cm}^2$, avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

✓ **En travée**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25,08 \cdot 10^3}{100 \cdot 16^2 \cdot 14,2} = 0,068$$

$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_b = 0,068 \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = 4,66 \text{ cm}^2$$

Soit **At = 6HA12/ml** = $6,78 \text{ cm}^2$, avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4}, \quad (\text{RPA 99 modifié 2003})$$

✓ En appuis A et B

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement } S_t = 25\text{cm}$$

✓ En travée

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement } S_t = 25\text{cm}$$

5) Vérification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité : [Art :A-4-2;1/BAEL91]

$$A_s \geq A_{\min}$$

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

Nous avons :

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 16 \times 2,1/400 = 1,932 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_a = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

➤ Espacement des barres : [Art :A-8-2-4 ;2/BAEL91]

L'écartement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales :

$$S_{t \max} \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

Armature de répartition :

$$S_{t \max} \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement**
[Art :A-6-1 ;3/BAEL91]

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement pris égale a 1,5 pour les aciers HA

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum U_i = n \times \pi \times 1,00 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,38 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 125,6} = 1,73 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :[Art :A-5-11]**

La fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} , \quad (\text{ avec : } \gamma_b = 1,5).$$

$$\tau_u = \frac{31,38 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,19 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

*Influence sur les aciers : (Art .A.5.1, 313 /BAEL91)

On doit vérifier que :

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

Mu : moment fléchissant au droit de l'appui.

$$\frac{1,15}{400} \times \left(31,38 \times 10^3 - \frac{8,85 \times 10^6}{0,9 \times 160} \right) = -81,81 \text{ mm}^2 = -0,81 \text{ cm}^2$$

$$Aa = 6,78 \text{ cm}^2 > 0,81 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

* Influence sur le béton :(Art.A.6.1.2,1 /BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times 0,9 b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,267 \times 0,9 \times 16 \times 10 \times 25 = 961 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 31,38 \text{ KN} < 961 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Calcul de la longueur d'ancrage :(Art.A.6.1.2,1 /BAEL91)

$$l_s = \Phi \frac{f_e}{4\tau_s}, \text{ avec } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

l_s est supérieur a la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancré, on optera donc pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement a $0,4 l_s = 11,28 \text{ cm}$, soit 12cm.

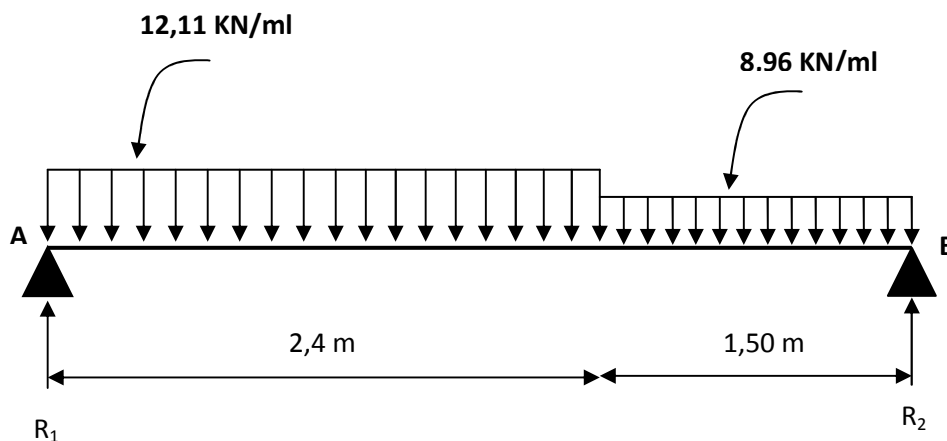
6) Calcul à l'ELSa) Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS

Figure III.5 : Schéma statique

✓ Les réactions d'appuis :

$$R_1 = 22.7 \text{ KN.}$$

$$R_2 = 19.8 \text{ KN.}$$

✓ Moments fléchissant et efforts tranchants

$$0 \leq x \leq 2,4 :$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 12,11x - 22,7 \quad \sum M /_G = 0 \Leftrightarrow M_z = 22,7x - 6,06x^2$$

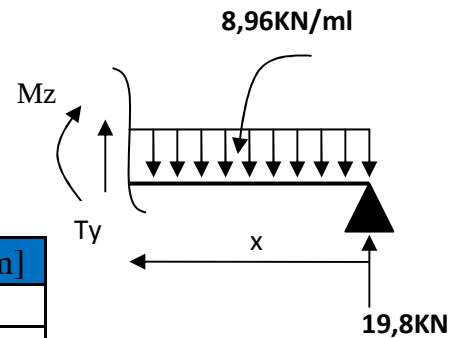
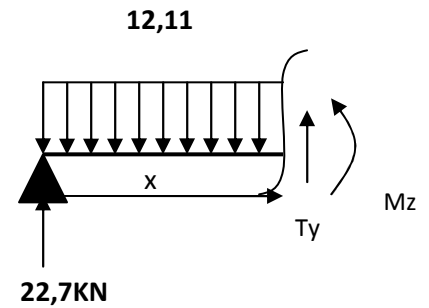
X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	-22,7	0
2,4	6,36	19.60

$$0 \leq x \leq 1,5 :$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 19,80 - 8,96x$$

$$\sum M /_G = 0 \Leftrightarrow M_z = 19,80x - 4,48x^2$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	19,80	0
1,425	6,36	18,60



Calcul de M max

$$M_z(1,87) = 21,35 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis : $M_u^{app} = -0,3 M_{\max}$

- En travée : $M_u^t = 0,85 M_{\max}$

$$M_A = M_B = -6,38 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 18,09 \text{ KN.m}$$

❖ Diagramme des efforts internes à l'ELS :

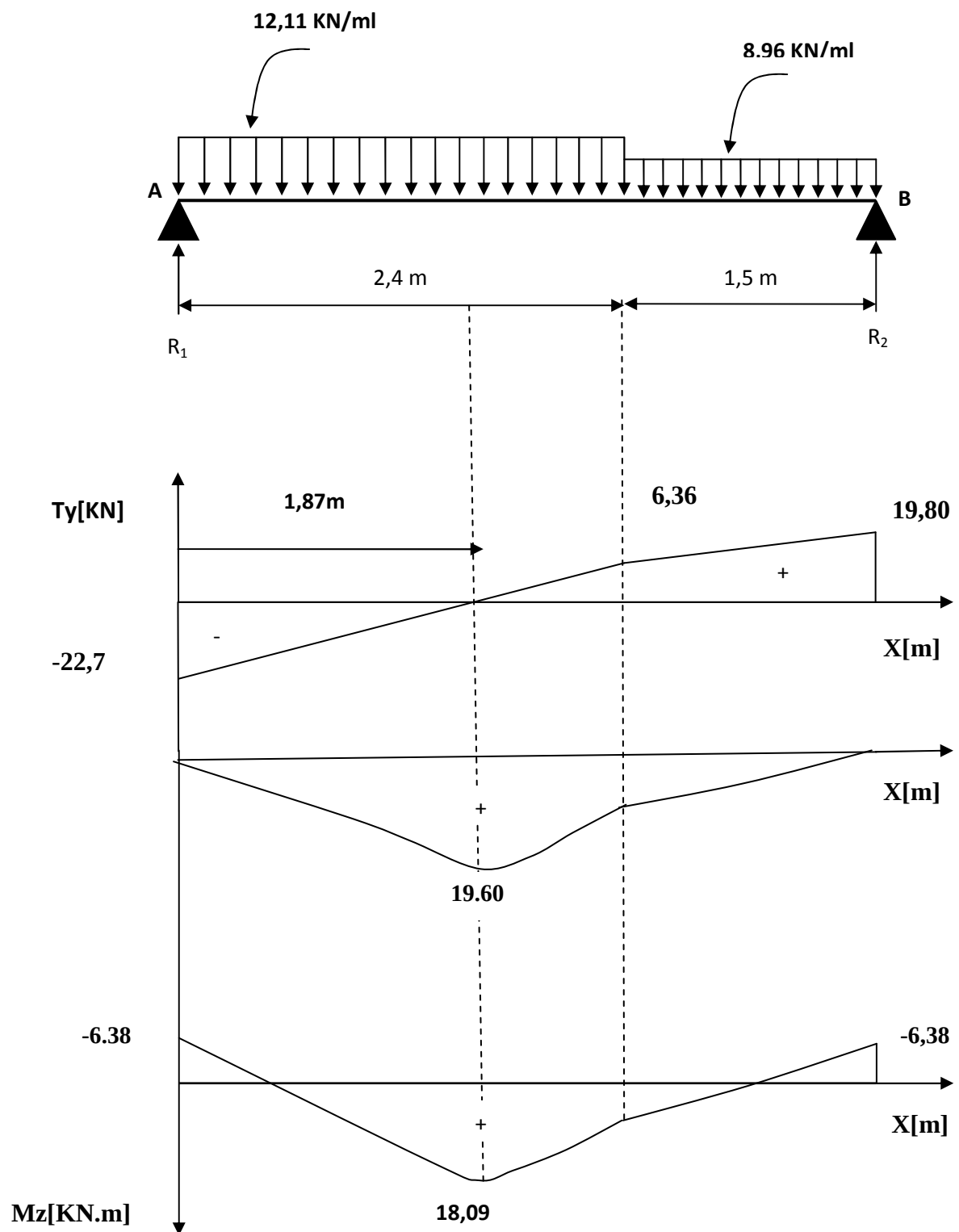


Figure III.6 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS

7) Vérification à l'ELS :

➤ **La contrainte de compression dans le béton : (BAEL 91/Art.B.6.6.1) :**

La fissuration est peu nuisible, alors on doit vérifier ce qui suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En travée :** $A_t = 6,78 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned} \rho_1 &= \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 16} = 0,423 \Rightarrow K_1 = 35,25 \\ \beta_1 &= 0,900 \\ \sigma_s &= \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{18,09 \cdot 10^6}{0,900 \times 160 \times 678} = 185,28 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{185,28}{35,25} = 5,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 6,78 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,900 \\ \rho_1 &= \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 16} = 0,423 \Rightarrow \left\{ K_1 = 35,25 \right. \end{aligned}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{6,38 \cdot 10^6}{0,900 \times 160 \times 678} = 65,34 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{65,34}{35,25} = 1,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 185 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouvertures des fissures**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

➤ Vérification de la flèche : (Art.A.6.5,1 /BAEL91)

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{390} = 0,042 < \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,042 < \frac{18,09}{10 \times 19,60} = 0,092 \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,78}{16 \times 100} = 0,004 < \frac{4,2}{348} = 0,01 \end{array} \right.$$

Après vérification il s'est avéré que les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, nous allons donc procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5q_{\max} L^4}{384E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$q_{\max} = \max(q_{\text{paillasse}}; q_{\text{palier}}) = \max(12,11; 8,96) = 12,11 \text{ KN / ml}$$

Io : moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité de la section.

Ev : module de déformation longitudinale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0}$$

Bo : aire de la section homogène.

$$B_0 = b.h + 15A_t = 100 \times 18 + 15 \times 6,78 = 1901,70 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 16}{1901,70} = 9,37 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,37 = 8,63 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = \frac{100}{3} (9,37^3 + 8,63^3) + 15 \times 6,78 \times (8,63 - 2)^2 = 53316,84 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12,11 \times 3,9^4 \times 10^3}{384 \times 10818,86 \times 10^6 \times 53316,84 \times 10^{-8}} = 0,0063 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{427}{500} = 0,78 \text{ cm}$$

—————> Condition vérifiée.

Remarque

On adopte le même ferrailage pour les étages courant.

III-3-3) Calcul de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids de mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 3,90m (entre nus d'appuis).

1) Pré dimensionnement

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

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

h_t : hauteur de la poutre.

b : La largeur de la poutre.

L : la longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$\frac{390}{15} \leq h_t \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26 \leq h_t \leq 39 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 35 \text{ cm}.$$

$$\text{D'où : } 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 25 \text{ cm}$.

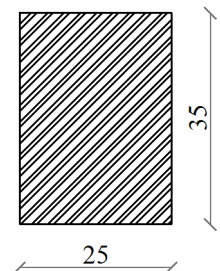
Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35)$.

2) Vérification des conditions du RPA

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1.4 < 4. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$



3) Détermination des charges et surcharges

-Poids propre de la poutre : $G = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2.187 \text{ KN / ml}$.

-Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN / m}$

-Effort tranchant à l'appui

- à l'ELU $R_U = 31,38 \text{ KN}$.
- à l'ELS $R_S = 27,45 \text{ KN}$.

-Poids propre du palier : $0,18 \times 1,50 \times 25 = 6.75 \text{ KN / ml}$.

4) Combinaison des charges

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + \frac{2T_u}{L} = 1,35 \times 2,187 + \frac{2 \times 31,38}{3,90} = 19.04 \text{ KN / ml .}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 2,187 + \frac{2 \times 27.45}{3,90} = 16.26 \text{ KN / ml .}$$

5) Calcul des efforts à l'ELU**✓ Réaction d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{19.04 \times 3,9}{2} = 37.12 \text{ KN}$$

✓ Moment fléchissant et l'effort tranchant

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{19.04 \times 3,9^2}{8} = 36.199 \text{ KN.m}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 36.199 = -10.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 36.199 = 30.76 \text{ KN.m}$$

✓ L'effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{19.04 \times 3,90}{2} = 37.128 \text{ KN.}$$

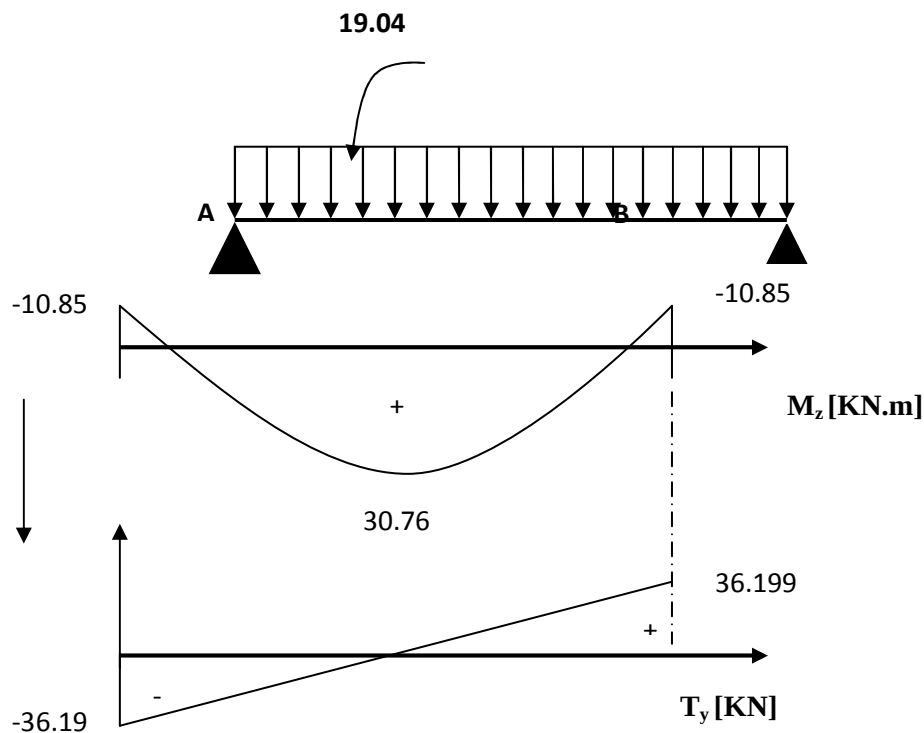
Diagramme des efforts internes

Figure III.7 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU

❖ Calcul des armatures longitudinales

▪ Aux appuis

$$M_a = -10.85 \text{ KN.m}$$

• Armature principale

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.85 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.028 < 0.39 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.028 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_a = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.85 \times 10^3}{0.986 \times 33 \times 348} = 0.958 \text{ cm}^2, \text{ soit } A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

▪ En travées

$$M_t = 30.76 \text{ KN.m}$$

- **Armature principale**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{30.76 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,079 < 0,39 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,078 \Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{30.76 \times 10^3}{0,960 \times 33 \times 348} = 2,79 \text{ cm}^2, \text{ soit: } A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

6) Vérification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91)

$$A_{min} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times (2,1/400) = 0,996 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :: (Art A.5.1,21/BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{36.19 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.43 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

➤ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

Influence sur les aciers : (Art .A.5.1,313 /BAEL91)

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1,15 \times \left(V_u + \frac{M_a}{a} \right)}{f_e}$$

V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

M_u : moment fléchissant au droit de l'appui.

a : la longueur d'appuis égale à $0,9d$

$$\frac{1,15}{400} \times \left(36.19 - \frac{10.85}{0,9 \times 0,33} \right) = -0,01 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Influence sur le béton ::(Art.A.6.1.2,1 /BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 \times b \times 0,9 \times d \times f_{c28}$$

$$0,267 \times 25 \times 0,9 \times 33 \times 2,5 = 495,62 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 36 \text{ KN} < 495,62 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : [Art :A-6-1 ;3/BAEL91]

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement pris égale a 1,5 pour les aciers HA

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum U_i = n \times \pi \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{36 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 1130,4} = 0,107 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Calcul de la longueur d'ancrage : [Art :A-6-1 ;23/BAEL91]**

$$l_s = \Phi \frac{f_e}{4\tau_s}, \text{ avec } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

l_s est supérieur a la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancré, on optera donc :
pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement a $0,4 l_s = 11,28 \text{ cm}$, soit 12cm.

➤ **Calcul les armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \phi, \frac{b}{10}, \frac{h}{35} \right\} = \min \{12; 25; 10\} = 10 \text{ mm}$$

on prend un cadre et un étrier en HA8 ; $3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min \{0,9d, 40 \text{ cm}\} = \min \{29,7; 40\} = 29,7 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification selon le RPA version 2003(A-7.5.2.2)**Zone nodale (appuis)**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 0,6\right) = 7,2 \text{ cm}$$

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

- **En dehors de la zone nodale**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}, \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

7) Calcul à l'ELS

$$q_s = 16,26 \text{ KN /ml}$$

✓ Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{16,26 \times 3,9}{2} = 28,735 \text{ KN}$$

✓ Moment fléchissant et l'effort tranchant

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{16,26 \times 3,9^2}{8} = 30,91 \text{ KN.m}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 30,91 = -9,27 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 30,91 = 26,27 \text{ KN.m}$$

✓ L'effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{16,26 \times 3,90}{2} = 31,70 \text{ KN.}$$

• Diagramme de M et T

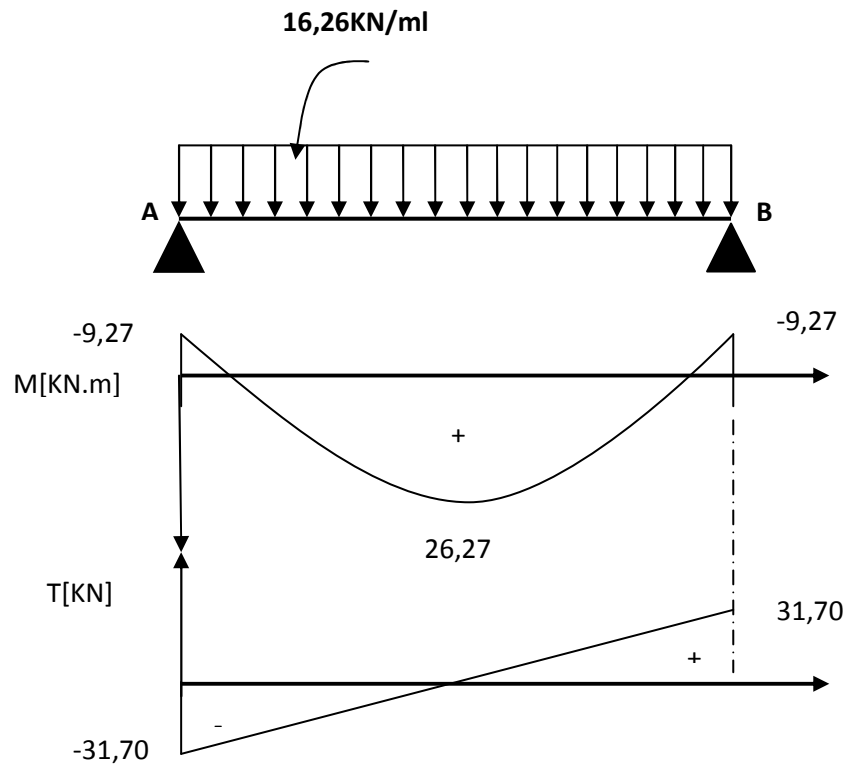


Figure III.8 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU

8) Vérification à l'ELS

➤ **Etat limite de résistance à la compression : (Art.4.5,2/BAEL91)**

La fissuration est peu nuisible, alors on doit vérifier ce qui suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En travée :** $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,411 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 35,66 \\ \beta_1 = 0,902 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{26,27 \cdot 10^6}{0,902 \times 330 \times 339} = 260,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{260,33}{35,66} = 7,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis : $A_a = 3,39\text{cm}$

$$\beta_1 = 0,902$$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,411 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 35,66 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{9,27 \cdot 10^6}{0,902 \times 330 \times 339} = 91,86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{91,86}{35,66} = 2,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travée est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Vérification de la flèche : (Art6.5,2 /BAEL91) :**

On peut être dispensé de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{390} = 0,089 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,092 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{26,27}{10 \times 30,91} = 0,085 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,0041 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,010 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Conclusion

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

IV) Introduction

L'étude du contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement d'une structure est constitué de l'ensemble des éléments verticaux, destinés à assurer la stabilité de la structure sous n'importe quelles sollicitations (séisme, vent, charges verticales).

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans deux sens (longitudinale et transversale), est cela nous amène à déterminer le %de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile), afin de connaître le type de contreventement, pour cela en doit passé par plusieurs étapes.

IV-1) Caractéristiques géométriques des portiques

IV-1-1) Calcul des rigidités linéaires des poteaux

- Poteau : $Kp = \frac{Ip}{hc}$
- Poutre : $Kpr = \frac{Ipr}{lc}$

Avec : Ip : Inertie du poteau considéré.

Ipr : inertie de la poutre considérée.

hc : hauteur de calcul $= \min \left(\bar{h} + \frac{e_{pot}}{2}; h_0 \right)$

lc : longueur de calcul $= \min \left(\bar{l} + \frac{e_{pr}}{2}; l_0 \right)$

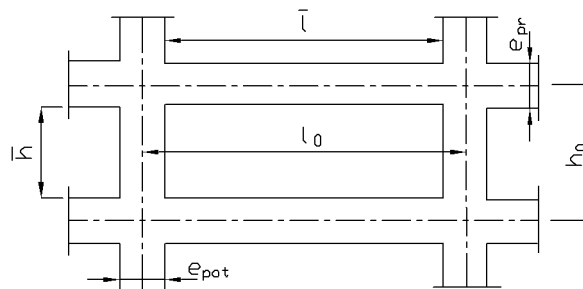


Figure IV.1 : Coupe verticale d'un niveau-

 Les rigidités linéaires des poteaux et des poutres en $[\text{cm}^3]$

La rigidité des poteaux dans le sens longitudinale

Niveaux	h_0	h	$h_p/2$	h_c	$I_p \cdot 10^{-4} \text{ (m}^4\text{)}$	$K_p \cdot 10^{-4} \text{ (m}^3\text{)}$
VI et V	3,060	2,710	0,175	2,885	12,505	4,334
IV,III et II	3,060	2,710	0,200	2,910	21,333	7,331
I et S/SOL	3,060	2,710	0,225	2,935	34,172	11,643
RDC	4,080	3,730	0,225	3,955	34,172	8,640

La rigidité des poteaux dans le sens transversal

Niveaux	h_0	h	$h_p/2$	h_c	$I_p \cdot 10^{-4} \text{ (m}^4\text{)}$	$K_p \cdot 10^{-4} \text{ (m}^3\text{)}$
VI et V	3,060	2,710	0,175	2,885	12,505	4,334
IV,III et II	3,060	2,710	0,200	2,910	21,333	7,331
I et S/SOL	3,060	2,710	0,225	2,935	34,172	11,643
RDC	4,080	3,730	0,225	3,955	34,172	8,640

La rigidité des poutres (30*35) dans le sens longitudinale (xx)

Niveaux	travée	L0(m)	L	hp/2	Lc	$I_p \cdot 10^{-4}$ (m ⁴)	$K_p \cdot 10^{-4}$ (m ³)
VI et V	1*2	3,900	3,550	0,175	3,725	10,719	2,878
	2*3	3,900	3,550	0,175	3,725	10,719	2,878
	3*4	3,900	3,550	0,175	3,725	10,719	2,878
	4*5	3,900	3,550	0,175	3,725	10,719	2,878
	5*6	3,900	3,550	0,175	3,725	10,719	2,878
	6*7	3,900	3,550	0,175	3,725	10,719	2,878
IV,III,II	1*2	3,900	3,500	0,175	3,675	10,719	2,917
	2*3	3,900	3,500	0,175	3,675	10,719	2,917
	3*4	3,900	3,500	0,175	3,675	10,719	2,917
	4*5	3,900	3,500	0,175	3,675	10,719	2,917
	5*6	3,900	3,500	0,175	3,675	10,719	2,917
	6*7	3,900	3,500	0,175	3,675	10,719	2,917
I,S/SOL	1*2	3,900	3,450	0,175	3,625	10,719	2,957
	2*3	3,900	3,450	0,175	3,625	10,719	2,957
	3*4	3,900	3,450	0,175	3,625	10,719	2,957
	4*5	3,900	3,450	0,175	3,625	10,719	2,957
	5*6	3,900	3,450	0,175	3,625	10,719	2,957
	6*7	3,900	3,450	0,175	3,625	10,719	2,957
RDC	1*2	3,900	3,450	0,175	3,625	10,719	2,957
	2*3	3,900	3,450	0,175	3,625	10,719	2,957
	3*4	3,900	3,450	0,175	3,625	10,719	2,957
	4*5	3,900	3,450	0,175	3,625	10,719	2,957
	5*6	3,900	3,450	0,175	3,625	10,719	2,957
	6*7	3,900	3,450	0,175	3,625	10,719	2,957

La rigidité des poutres (30*35) dans le sens TRANSVERSAL (YY)

Niveaux	travée	L0(m)	L	hp/2	Lc	$I_p \cdot 10^{-4}$ (m ⁴)	$K_p \cdot 10^{-4}$ (m ³)
VI et V	A*A	1,400	1,050	0,175	1,225	10,719	8,750
	A*B	4,000	3,650	0,175	3,825	10,719	2,802
	B*C	2,600	2,250	0,175	2,425	10,719	4,420
	C*D	3,600	3,250	0,175	3,425	10,719	3,130
	D*D'	1,400	1,050	0,175	1,225	10,719	8,750
IV,III,II	A*A	1,400	1,000	0,175	1,175	10,719	9,122
	A*B	4,000	3,600	0,175	3,775	10,719	2,839
	B*C	2,600	2,200	0,175	2,375	10,719	4,513
	C*D	3,600	3,200	0,175	3,375	10,719	3,176
	D*D'	1,400	1,000	0,175	1,175	10,719	9,122
I,S/SOL	A*A	1,400	0,950	0,175	1,125	10,719	9,528
	A*B	4,000	3,550	0,175	3,725	10,719	2,878
	B*C	2,600	2,150	0,175	2,325	10,719	4,610
	C*D	3,600	3,150	0,175	3,325	10,719	3,224
	D*D'	1,400	0,950	0,175	1,125	10,719	9,528
RDC	A*A	1,400	0,950	0,175	1,125	10,719	9,528
	A*B	4,000	3,550	0,175	3,725	10,719	2,878
	B*C	2,600	2,150	0,175	2,325	10,719	4,610
	C*D	3,600	3,150	0,175	3,325	10,719	3,224
	D*D'	1,400	0,950	0,175	1,125	10,719	9,528

La rigidité des portiques R_{jx} DANS LE SENS LONGITUDINAL (xx)

Niveaux	travée	Kpot(cm ³)	k(m)	Ipot*10 ⁴ (cm ⁴)	a _j	Hc*10 ² (cm)	r _j (daN/cm)	R _{jx} (daN/cm)
VI et V	1	433,440	0,664	12,505	0,249	2,885	500,927	5011,790
	2	433,440	1,328	12,505	0,399	2,885	801,987	
	3	433,440	1,328	12,505	0,399	2,885	801,987	
	4	433,440	1,328	12,505	0,399	2,885	801,987	
	5	433,440	1,328	12,505	0,399	2,885	801,987	
	6	433,440	1,328	12,505	0,399	2,885	801,987	
	7	433,440	0,664	12,505	0,249	2,885	500,927	
IV,III,II	1	733,092	0,395	21,333	0,165	2,910	551,304	5834,861
	2	733,092	0,790	21,333	0,283	2,910	946,451	
	3	733,092	0,790	21,333	0,283	2,910	946,451	
	4	733,092	0,790	21,333	0,283	2,910	946,451	
	5	733,092	0,790	21,333	0,283	2,910	946,451	
	6	733,092	0,790	21,333	0,283	2,910	946,451	
	7	733,092	0,395	21,333	0,165	2,910	551,304	
I	1	1164,290	0,252	34,172	0,112	2,935	584,247	6422,537
	2	1164,290	0,504	34,172	0,201	2,935	1050,809	
	3	1164,290	0,504	34,172	0,201	2,935	1050,809	
	4	1164,290	0,504	34,172	0,201	2,935	1050,809	
	5	1164,290	0,504	34,172	0,201	2,935	1050,809	
	6	1164,290	0,504	34,172	0,201	2,935	1050,809	
	7	1164,290	0,252	34,172	0,112	2,935	584,247	
RDC	1	864,020	0,342	34,172	0,146	3,955	311,508	3340,967
	2	864,020	0,684	34,172	0,255	3,955	543,590	
	3	864,020	0,684	34,172	0,255	3,955	543,590	
	4	864,020	0,684	34,172	0,255	3,955	543,590	
	5	864,020	0,684	34,172	0,255	3,955	543,590	
	6	864,020	0,684	34,172	0,255	3,955	543,590	
	7	864,020	0,342	34,172	0,146	3,955	311,508	
S/SOL	1	1164,290	0,252	34,172	0,959	2,935	5000,420	35002,938
	2	1164,290	0,504	34,172	0,959	2,935	5000,420	
	3	1164,290	0,504	34,172	0,959	2,935	5000,420	
	4	1164,290	0,504	34,172	0,959	2,935	5000,420	
	5	1164,290	0,504	34,172	0,959	2,935	5000,420	
	6	1164,290	0,504	34,172	0,959	2,935	5000,420	
	7	1164,290	0,252	34,172	0,959	2,935	5000,420	

La rigidité des portiques R_{jx} DANS LE SENS transversal (yy)

Niveaux	travée	K _{pot} (cm ³)	k(m)	I _{pot} *10 ⁴ (cm ⁴)	a _j	H _c *10 ² (cm)	r _j (daN/cm)	R _{jx} (daN/cm)
VI et V	A	433,440	2,019	12,51	0,502	2,885	1009,695	4315,986
	B	433,440	2,665	12,51	0,571	2,885	1148,322	
	C	433,440	2,665	12,51	0,571	2,885	1148,275	
	D	433,440	2,019	12,51	0,502	2,885	1009,695	
IV,III,II	A	733,092	1,219	21,33	0,379	2,910	1265,328	5547,487
	B	733,092	1,646	21,33	0,451	2,910	1508,416	
	C	733,092	1,646	21,33	0,451	2,910	1508,416	
	D	733,092	1,219	21,33	0,379	2,910	1265,328	
I	A	1164,290	0,784	34,17	0,281	2,935	1468,427	6520,705
	B	1164,290	1,046	34,17	0,343	2,935	1791,926	
	C	1164,290	1,046	34,17	0,343	2,935	1791,926	
	D	1164,290	0,784	34,17	0,281	2,935	1468,427	
RDC	A	864,020	0,518	34,17	0,206	3,955	438,590	2659,045
	B	864,020	1,436	34,17	0,418	3,955	890,932	
	C	864,020	1,436	34,17	0,418	3,955	890,932	
	D	864,020	0,518	34,17	0,206	3,955	438,590	
S/SOL	A	1164,29	0,784	34,172	0,9585	2,935	5000,420	20001,679
	B	1164,29	1,046	34,172	0,9585	2,935	5000,420	
	C	1164,29	1,046	34,172	0,9585	2,935	5000,420	
	D	1164,29	0,784	34,172	0,9585	2,935	5000,420	

Les rigidités des voiles dans le sens longitudinal (xx)

Niveaux	voiles	Lc	h(cm)	E	I _{yy} (cm ⁴)	R _{vx} (dan/cm)	R _{vx} (dan/cm)/Niv
VI et V	VL1	1,4	271	321641,2	2880000	151358504	3257010765
	VL2	1,4	271	321641,2	2880000	151358504	
	VL3	2,2	271	321641,2	13333333	700733814	
	VL4	2,2	271	321641,2	13333333	700733814	
	VL5	2,2	271	321641,2	13333333	700733814	
	VL6	2,2	271	321641,2	13333333	700733814	
	VL7	1,3	271	321641,2	2880000	151358504	
	VL8	1,3	271	321641,2	2880000	151358504	
IV,III et II	VL1	1,3	271	321641,2	3661667	192439024	3822064994
	VL2	1,3	271	321641,2	3661667	192439024	
	VL3	2,1	271	321641,2	15435000	811186981	
	VL4	2,1	271	321641,2	15435000	811186981	
	VL5	2,1	271	321641,2	15435000	811186981	
	VL6	2,1	271	321641,2	15435000	811186981	
	VL7	1,3	271	321641,2	3661667	192439024	
	VL8	1,3	271	321641,2	3661667	192439024	
I, et s/sol	VL1	1,2	271	321641,2	4573333	240351698	4403849243
	VL2	1,2	271	321641,2	4573333	240351698	
	VL3	2	271	321641,2	17746667	932676706	
	VL4	2	271	321641,2	17746667	932676706	
	VL5	2	271	321641,2	17746667	932676706	
	VL6	2	271	321641,2	17746667	932676706	
	VL7	1,2	271	321641,2	3661667	192439024	
	VL8	1,2	271	321641,2	3661667	192439024	
RDC	VL1	1,2	373	321641,2	4573333	126872680	2324627448
	VL2	1,2	373	321641,2	4573333	126872680	
	VL3	2	373	321641,2	17746667	492325180	
	VL4	2	373	321641,2	17746667	492325180	
	VL5	2	373	321641,2	17746667	492325180	
	VL6	2	373	321641,2	17746667	492325180	
	VL7	1,2	373	321641,2	3661667	101581369	
	VL8	1,2	373	321641,2	3661667	101581369	

Les rigidités des voiles dans le sens transversal (yy)

Niveaux	voiles	Lc	h(cm)	E	I _{yy} (cm ⁴)	R _{vx} (dan/cm)	R _{vx} (dan/cm)/Niv
VI et V	VT1	4,2	271	321641,2	1,07E+08	5605870508	35895702741
	VT2	4,2	271	321641,2	1,07E+08	5605870508	
	VT3	3,8	271	321641,2	77760000	4086679601	
	VT4	3,8	271	321641,2	77760000	4086679601	
IV,III,II	VT1	4,1	271	321641,2	1,15E+08	6036909395	38732711176
	VT2	4,1	271	321641,2	1,15E+08	6036909395	
	VT3	3,7	271	321641,2	84421667	4436783732	
	VT4	3,7	271	321641,2	84421667	4436783732	
I,RDC, S/SOL	VT1	4	271	321641,2	1,23E+08	6489495847	22591658148
	VT2	4	271	321641,2	1,23E+08	6489495847	
	VT3	3,6	271	321641,2	91453333	4806333227	
	VT4	3,6	271	321641,2	91453333	4806333227	

IV-2) Calcul des inerties fictives des portiques « méthode des approximations successives »

Celle-ci consiste à attribuer « une inertie fictive » aux portiques. Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de force horizontales égales à une tonne et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de force horizontales (1tonne à chaque niveau) .

Connaissant l'inertie du refend choisis, il est alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau « une inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons trouver la même flèche à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

IV-2-1) Calcul des flèches dans les refends « méthode des moments des aires »

La flèche que prendrait un refend à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (1 tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{E_i I} ; I=1m^4$$

Avec :

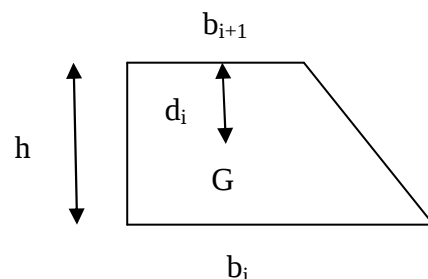
f_i : Flèche au niveau (i).

S_i : Elément de surface du niveau (i)

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote (b_{i+1})

E : Module d'élasticité du matériau constituant les refends

D'où : la surface du trapèze : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i)}{2} \times h_i$



Le centre de gravite d'un trapèze a sa petite base est : $d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i$

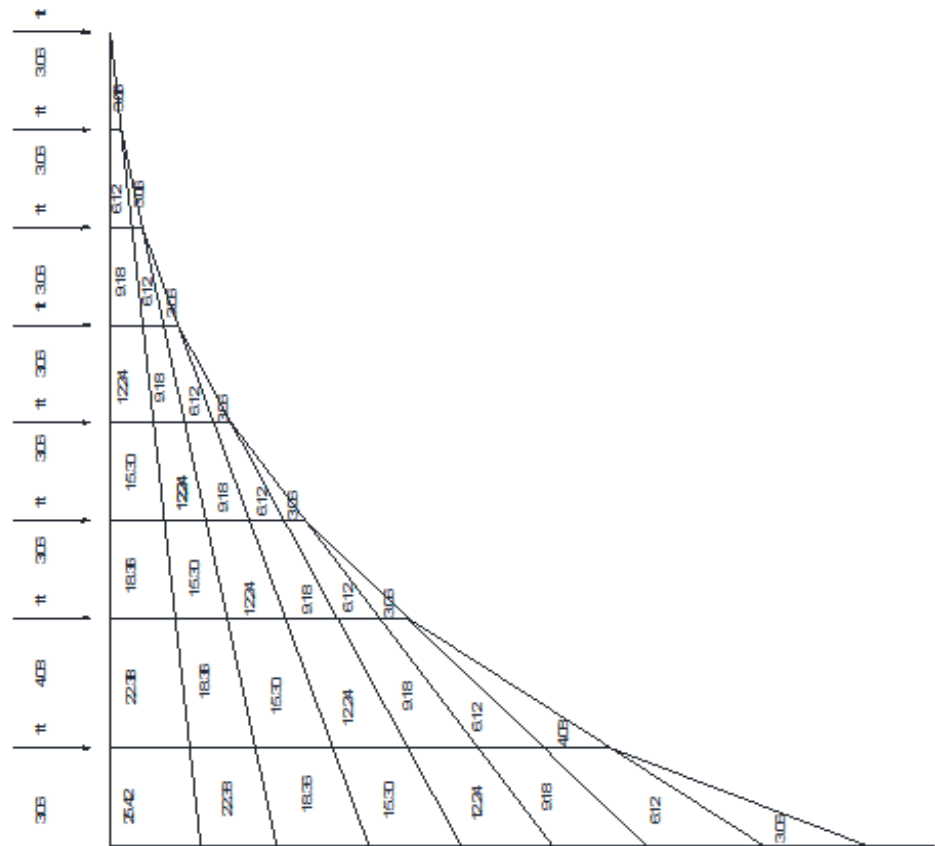


Figure IV.2 : Diagramme des moments

❖ Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux

Niveau	h(m)	b_i	b_{i+1}	S_i	d_i	$f_i \times EI$
VI	3.060	3.060	0.000	4.682	2.040	8762.217588
VI	3.060	6.120	3.060	14.045	1.700	7144.58286
IV	3.060	9.180	6.120	23.409	1.632	5579.477928
III	3.060	12.240	9.180	32.773	1.603	4109.881716
II	3.060	15.300	12.240	42.136	1.587	2778.773148
I	3.060	18.360	15.300	51.500	1.576	1629.131148
RDC	4.080	22.440	18.360	83.232	2.108	703.93464
S/SOL	3.060	25.500	22.440	73.348	1.563	114.610464

❖ Calcul des flèches par niveaux

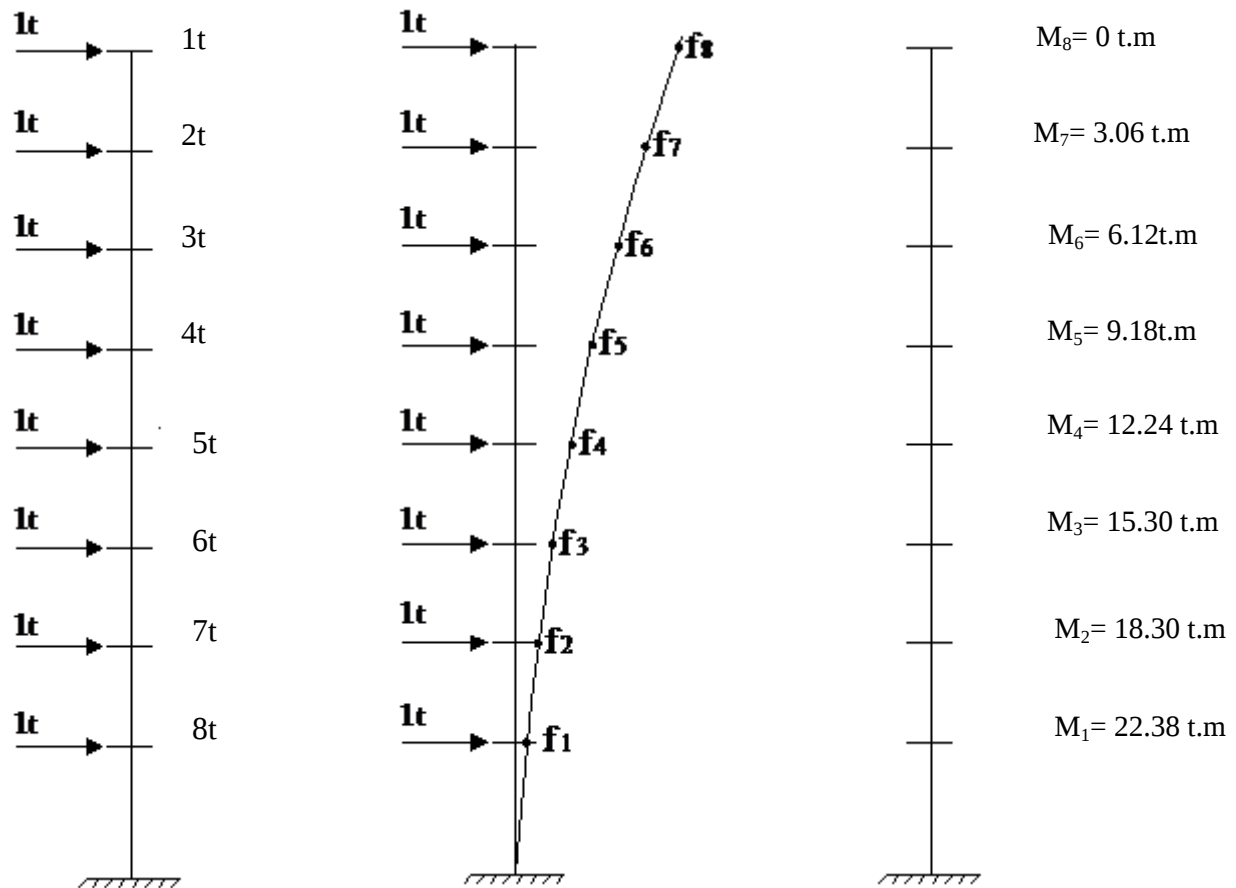
$$f_1 = \frac{[s_1 \cdot d_1]}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{1146.1}{EI}$$

$$f_2 = \frac{[s_2 \cdot d_2 + s_1(d_1 + h_2)]}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{703.93}{EI}$$

$$f_3 = \frac{[s_3 \cdot d_3 + s_2(d_2 + h_3) + s_1(d_1 + h_2 + h_3)]}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{6840.867}{EI}$$

$$f_4 = \frac{9846.532}{EI} ; \quad f_5 = \frac{14225.478}{EI} ; \quad f_6 = \frac{17010.628}{EI} ; \quad f_7 = \frac{20771.736}{EI}$$

$$f_8 = \frac{24566.271}{EI}$$



IV-2-2) Calcul des déplacements des portiques

$$E \Delta_n = h.E \psi_n$$

NIV	Portiques	Mi+1	Mi	Σk_{pot} *10-4	Σk_{pout} *10-4	E0n	Eψn	EΔi	ΣΔi	EI*Fi	Ieiy	Ieix/NIV(m4)
VI	1	-	3.060	12.505	10.719	118.950	59.496	182.057	7 963.250	8 762.218	1.100	7.702
	2	-	3.060	12.505	10.719	118.950	59.496	182.057	7 963.250	8 762.218	1.100	
	3	-	3.060	12.505	10.719	118.950	59.496	182.057	7 963.250	8 762.218	1.100	
	4	-	3.060	12.505	10.719	118.950	59.496	182.057	7 963.250	8 762.218	1.100	
	5	-	3.060	12.505	10.719	118.950	59.496	182.057	7 963.250	8 762.218	1.100	
	6	-	3.060	12.505	10.719	118.950	59.496	182.057	7 963.250	8 762.218	1.100	
	7	-	3.060	12.505	10.719	118.950	59.496	182.057	7 963.250	8 762.218	1.100	
V	1	3.060	6.120	12.505	10.719	356.851	178.466	546.107	7 854.900	7 144.583	0.910	6.367
	2	3.060	6.120	12.505	10.719	356.851	178.466	546.107	7 854.900	7 144.583	0.910	
	3	3.060	6.120	12.505	10.719	356.851	178.466	546.107	7 854.900	7 144.583	0.910	
	4	3.060	6.120	12.505	10.719	356.851	178.466	546.107	7 854.900	7 144.583	0.910	
	5	3.060	6.120	12.505	10.719	356.851	178.466	546.107	7 854.900	7 144.583	0.910	
	6	3.060	6.120	12.505	10.719	356.851	178.466	546.107	7 854.900	7 144.583	0.910	
	7	3.060	6.120	12.505	10.719	356.851	178.466	546.107	7 854.900	7 144.583	0.910	
IV	1	6.120	9.180	21.333	21.333	298.828	149.450	457.317	7 568.250	5 579.478	0.737	5.161
	2	6.120	9.180	21.333	21.333	298.828	149.450	457.317	7 568.250	5 579.478	0.737	
	3	6.120	9.180	21.333	21.333	298.828	149.450	457.317	7 568.250	5 579.478	0.737	
	4	6.120	9.180	21.333	21.333	298.828	149.450	457.317	7 568.250	5 579.478	0.737	
	5	6.120	9.180	21.333	21.333	298.828	149.450	457.317	7 568.250	5 579.478	0.737	
	6	6.120	9.180	21.333	21.333	298.828	149.450	457.317	7 568.250	5 579.478	0.737	
	7	6.120	9.180	21.333	21.333	298.828	149.450	457.317	7 568.250	5 579.478	0.737	
III	1	9.180	12.240	21.333	21.333	418.359	209.228	640.236	7278.32	4 109.882	0.565	3.953
	2	9.180	12.240	21.333	21.333	418.359	209.228	640.236	7278.32	4 109.882	0.565	
	3	9.180	12.240	21.333	21.333	418.359	209.228	640.236	7278.32	4 109.882	0.565	
	4	9.180	12.240	21.333	21.333	418.359	209.228	640.236	7278.32	4 109.882	0.565	
	5	9.180	12.240	21.333	21.333	418.359	209.228	640.236	7278.32	4 109.882	0.565	
	6	9.180	12.240	21.333	21.333	418.359	209.228	640.236	7278.32	4 109.882	0.565	
	7	9.180	12.240	21.333	21.333	418.359	209.228	640.236	7278.32	4 109.882	0.565	
II	1	12.240	15.300	21.333	21.333	537.891	269.005	823.156	6979.21	2 778.773	0.398	2.787
	2	12.240	15.300	21.333	21.333	537.891	269.005	823.156	6979.21	2 778.773	0.398	
	3	12.240	15.300	21.333	21.333	537.891	269.005	823.156	6979.21	2 778.773	0.398	
	4	12.240	15.300	21.333	21.333	537.891	269.005	823.156	6979.21	2 778.773	0.398	
	5	12.240	15.300	21.333	21.333	537.891	269.005	823.156	6979.21	2 778.773	0.398	
	6	12.240	15.300	21.333	21.333	537.891	269.005	823.156	6979.21	2 778.773	0.398	
	7	12.240	15.300	21.333	21.333	537.891	269.005	823.156	6979.21	2 778.773	0.398	
I	1	15.300	18.300	21.333	34.172	409.694	204.918	627.050	6768.25	1 629.131	0.241	1.685
	2	15.300	18.300	21.333	34.172	409.694	204.918	627.050	6768.25	1 629.131	0.241	
	3	15.300	18.300	21.333	34.172	409.694	204.918	627.050	6768.25	1 629.131	0.241	
	4	15.300	18.300	21.333	34.172	409.694	204.918	627.050	6768.25	1 629.131	0.241	
	5	15.300	18.300	21.333	34.172	409.694	204.918	627.050	6768.25	1 629.131	0.241	
	6	15.300	18.300	21.333	34.172	409.694	204.918	627.050	6768.25	1 629.131	0.241	

	7	15.300	18.300	21.333	34.172	409.694	204.918	627.050	6768.25	1 629.131	0.241	
RDC	1	18.300	18.300	21.333	34.172	446.273	223.208	683.017	6556.96	703.935	0.107	0.751
	2	18.300	18.300	21.333	34.172	446.273	223.208	683.017	6556.96	703.935	0.107	
	3	18.300	18.300	21.333	34.172	446.273	223.208	683.017	6556.96	703.935	0.107	
	4	18.300	18.300	21.333	34.172	446.273	223.208	683.017	6556.96	703.935	0.107	
	5	18.300	18.300	21.333	34.172	446.273	223.208	683.017	6556.96	703.935	0.107	
	6	18.300	18.300	21.333	34.172	446.273	223.208	683.017	6556.96	703.935	0.107	
	7	18.300	18.300	21.333	34.172	446.273	223.208	683.017	6556.96	703.935	0.107	
S/SOL	1	18.300	21.360	21.333	34.172	483.585	241.876	740.140	6436.69	114.610	0.018	0.125
	2	18.300	21.360	21.333	34.172	483.585	241.876	740.140	6436.69	114.610	0.018	
	3	18.300	21.360	21.333	34.172	483.585	241.876	740.140	6436.69	114.610	0.018	
	4	18.300	21.360	21.333	34.172	483.585	241.876	740.140	6436.69	114.610	0.018	
	5	18.300	21.360	21.333	34.172	483.585	241.876	740.140	6436.69	114.610	0.018	
	6	18.300	21.360	21.333	34.172	483.585	241.876	740.140	6436.69	114.610	0.018	
	7	18.300	21.360	21.333	34.172	483.585	241.876	740.140	6436.69	114.610	0.018	
											Ixmoy	3.566

$$E \psi_n = \frac{M_n}{12 \sum Kp_n} + \frac{E \theta_n + E \theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

h : hauteur d'étage

E : module de YUONG du béton

$\theta_n; \theta_{n+1}$: Rotation d'étage

n : étage

✓ Pour le 1^{er} niveau on a un encastrement : $E \theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n + 2 \sum Kp_n}$

✓ Pour les niveaux courants articulés : $E \theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n}$

Avec :

K_{tn} : raideurs des poutres par niveau.

K_{pn} : raideurs des poteaux par niveau.

$$M_n = h T_n$$

IV-2-3) Inertie fictive des portiques

$$I_{e,i} = \frac{f_i}{\Delta_i} \quad \text{Avec :}$$

$I_{e,i}$: inertie équivalente du niveau (i)

f_i : flèche du refend au du niveau (i)

Δ_i : déplacement du portique au niveau (i)

- ❖ Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :
- Inertie fictive des portiques transversaux :

Inertie effective dans le sens longitudinal (yy)

NIV	Portiques	Mi+1	Mi	$\Sigma k_{pot} * 10^{-4}$	$\Sigma k_{pout} * 10^{-4}$	E θ_n	E γ_n	E Δ_i	$\Sigma \Delta_i$	EI*Fi	I $_{eiy}$	I $_{eix}/NIV(m^4)$
VI	A	-	3.060	12.505	10.719	118.950	59.496	182.057	5 002.600	8 762.218	1.752	7.006
	B	-	3.060	12.505	10.719	118.950	59.496	182.057	5 002.600	8 762.218	1.752	
	C	-	3.060	12.505	10.719	118.950	59.496	182.057	5 002.600	8 762.218	1.752	
	D	-	3.060	12.505	10.719	118.950	59.496	182.057	5 002.600	8 762.218	1.752	
V	A	3.060	6.120	12.505	10.719	356.851	237.942	728.101	4 902.600	7 144.583	1.457	5.829
	B	3.060	6.120	12.505	10.719	356.851	356.892	1 092.090	4 902.600	7 144.583	1.457	
	C	3.060	6.120	12.505	10.719	356.851	356.892	1 092.090	4 902.600	7 144.583	1.457	
	D	3.060	6.120	12.505	10.719	356.851	356.892	1 092.090	4 902.600	7 144.583	1.457	
IV	A	6.120	9.180	21.333	10.719	594.752	475.838	1 456.063	4 749.500	5 579.478	1.175	4.699
	B	6.120	9.180	21.333	10.719	594.752	594.788	1 820.051	4 749.500	5 579.478	1.175	
	C	6.120	9.180	21.333	10.719	594.752	594.788	1 820.051	4 749.500	5 579.478	1.175	
	D	6.120	9.180	21.333	10.719	594.752	594.788	1 820.051	4 749.500	5 579.478	1.175	
III	A	9.180	12.240	21.333	10.719	832.653	713.750	2 184.076	4 522.500	4 109.882	0.909	3.635
	B	9.180	12.240	21.333	10.719	832.653	832.701	2 548.065	4 522.500	4 109.882	0.909	
	C	9.180	12.240	21.333	10.719	832.653	832.701	2 548.065	4 522.500	4 109.882	0.909	
	D	9.180	12.240	21.333	10.719	832.653	832.701	2 548.065	4 522.500	4 109.882	0.909	
II	A	12.240	15.300	21.333	10.719	1 070.554	951.663	2 912.090	4 223.730	2 778.773	0.658	2.632
	B	12.240	15.300	21.333	10.719	1 070.554	1 070.614	3 276.078	4 223.730	2 778.773	0.658	
	C	12.240	15.300	21.333	10.719	1 070.554	1 070.614	3 276.078	4 223.730	2 778.773	0.658	
	D	12.240	15.300	21.333	10.719	1 070.554	1 070.614	3 276.078	4 223.730	2 778.773	0.658	
I	A	15.300	18.300	34.172	10.719	1 306.122	1 188.383	3 636.451	3 902.000	1 629.131	0.418	1.670
	B	15.300	18.300	34.172	10.719	1 306.122	1 306.167	3 996.871	3 902.000	1 629.131	0.418	
	C	15.300	18.300	34.172	10.719	1 306.122	1 306.167	3 996.871	3 902.000	1 629.131	0.418	

	D	15.300	18.300	34.172	10.719	1	1	3	3	1	0.418	
RDC	A	18.300	22.380	34.172	10.719	1	1	5	3	703.935	0.184	0.744
	B	18.300	22.380	34.172	10.719	1	1	6	3	703.935	0.184	
	C	18.300	22.380	34.172	10.719	1	1	6	3	703.935	0.184	
	D	18.300	22.380	34.172	10.719	1	1	6	3	703.935	0.194	
S/SOL	A	22.380	25.440	34.172	10.719	1	1	5	3	114.610	0.032	0.126
	B	18.300	25.440	34.172	10.719	1	1	5	3	114.610	0.032	
	C	22.380	25.440	34.172	10.719	1	1	5	3	114.610	0.032	
	D	22.380	25.440	34.172	10.719	1	1	5	3	114.610	0.032	
											Ixmoy	3.293

IV-3) Caractéristiques géométriques des voiles

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

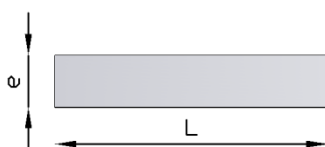
IV-3-1) Etude des refends

Dans notre structure on a que des refends pleins.

a- Calcul des inerties :

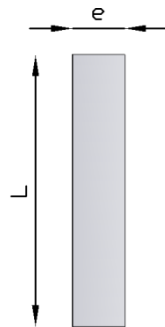
a-1 : Refends longitudinaux

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12} ; I_y = \frac{e \times L^3}{12} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x'), donc on prend } I_y.$$



a-2 : Refends transversaux

$I_y = \frac{L \times e^3}{12}$; $I_x = \frac{e \times L^3}{12}$ $\Rightarrow$ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y'), donc on prend I_x .



• **Inertie des voiles transversales**

Niveaux	voiles	Lmax	ep(m)	$I_x(m^4)$	I_{yy}/niv
6 et 5	VT1	4	0.2	1.0667	3.689
	VT2	4	0.2	1.0667	
	VT3	3.6	0.2	0.7776	
	VT4	3.6	0.2	0.7776	
4,3 et 2	VT1	4.1	0.2	1.1487	3.986
	VT2	4.1	0.2	1.1487	
	VT3	3.7	0.2	0.8442	
	VT4	3.7	0.2	0.8442	
6 et 5	VT1	4.2	0.2	1.2348	4.299
	VT2	4.2	0.2	1.2348	
	VT3	3.8	0.2	0.9145	
	VT4	3.8	0.2	0.9145	
				Imoyyy	3.991

• Inertie des voiles longitudinales

Niveaux	voiles	Lmax	ep(m)	$I_x(m^4)$	I_{xx}/niv
6 et 5	VL1	1.2	0.2	0.0288	0.649
	VL2	1.2	0.2	0.0288	
	VL3	2	0.2	0.1333	
	VL4	2	0.2	0.1333	
	VL5	2	0.2	0.1333	
	VL6	2	0.2	0.1333	
	VL7	1.2	0.2	0.0288	
	VL8	1.2	0.2	0.0288	
4,3 et 2	VL1	1.3	0.2	0.0366	0.764
	VL2	1.3	0.2	0.0366	
	VL3	2.1	0.2	0.1544	
	VL4	2.1	0.2	0.1544	
	VL5	2.1	0.2	0.1544	
	VL6	2.1	0.2	0.1544	
	VL7	1.3	0.2	0.0366	
	VL8	1.3	0.2	0.0366	
6 et 5	VL1	1.4	0.2	0.0457	0.875
	VL2	1.4	0.2	0.0457	
	VL3	2.2	0.2	0.1775	
	VL4	2.2	0.2	0.1775	
	VL5	2.2	0.2	0.1775	
	VL6	2.2	0.2	0.1775	
	VL7	1.3	0.2	0.0366	
	VL8	1.3	0.2	0.0366	
				Imoyxx	2.287

IV-4) Interprétation des résultats

➤ Comparaison des inerties des voiles et des portiques

❖ Sens longitudinal

- ✓ Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.

	Inertie (m^4)	Pourcentage (%)
Portiques	3.293	59
Voiles	2.287	41
Voiles+Portiques	5.58	100

Sens transversal

- ✓ Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal.

	Inertie (m^4)	Pourcentage (%)
Portiques	3.56	47
Voiles	3.99	53
Voiles+Portiques	7.77	100

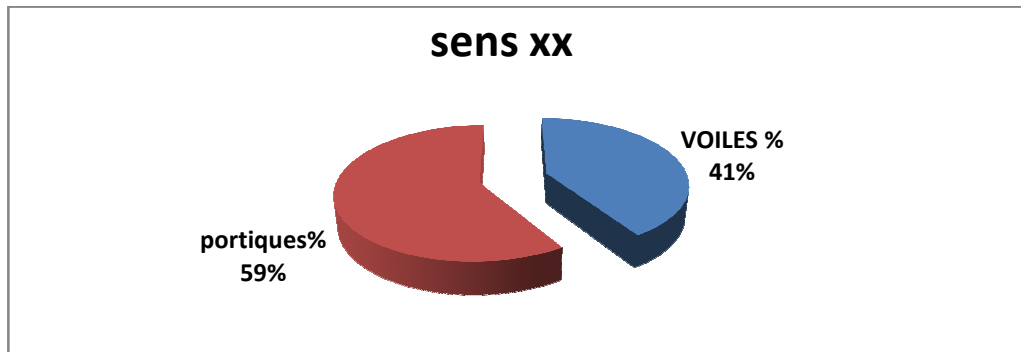
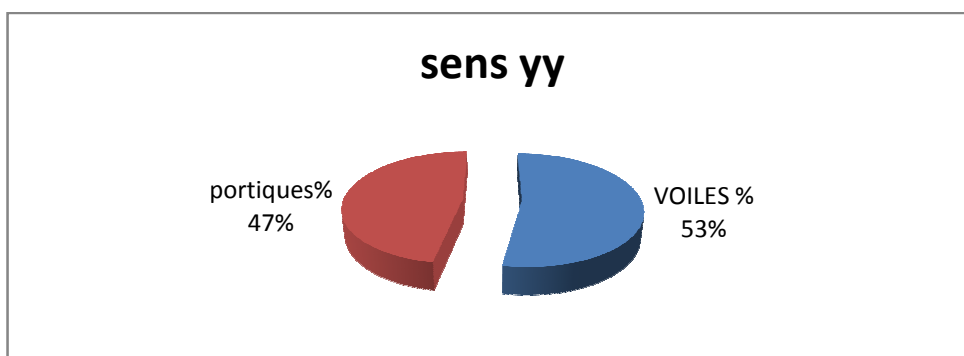


Figure IV.4 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques.

Conclusion

D'après le résultat obtenu dans la figure IV.4 on dit que le contreventement est mixte, il est assuré conjointement par des voiles et des portiques.

Le RPA 99 prescrit (d'après **Art 4.a**) pour un système de contreventement «mixte, assuré par des voiles et des portiques », les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **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 résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, les autres sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

IV-1) Introduction

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de résolution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentale du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d en tant qu'outil destiné à l'**utilisateur professionnel**.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

IV-1-1) Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un system d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV-1-2) Description du SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adapté aux bâtiments, et aux ouvrages de géni civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant

l'approche du comportement de ces structures. Le SAP 2000 offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats .

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell :voile

Elément :élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

V -4-Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version sap 2000

Pour choisir l'application SAP on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)



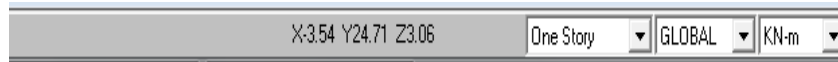
V -5- Etapes de modélisation

V5-1 Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

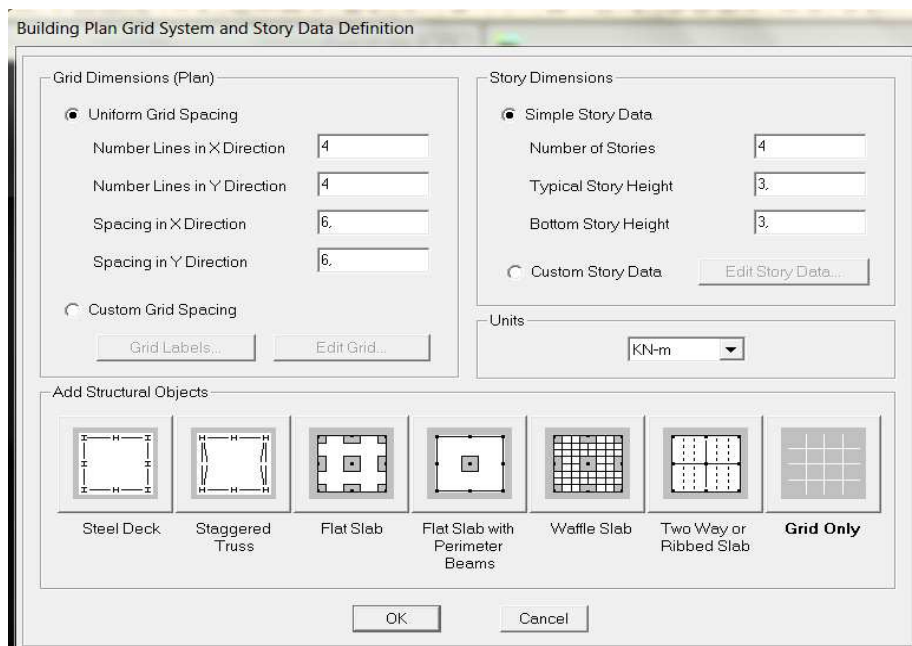
a) Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :



- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

c) Modification de la géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.
-On clique sur le bouton droit de la souris.

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0.	Primary	Show	Top	
2	B	3.9	Primary	Show	Top	
3	B'	5.45	Primary	Show	Top	
4	C	7.8	Primary	Show	Top	
5	D	11.7	Primary	Show	Top	
6	E	15.6	Primary	Show	Top	
7	E'	17.95	Primary	Show	Top	
8	F	19.5	Primary	Show	Top	
9	G	23.4	Primary	Show	Top	
10						
11						

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0.	Primary	Show	Left	
2	2	1.6	Primary	Show	Left	
3	3	5.6	Primary	Show	Left	
4	4	8.2	Primary	Show	Left	
5	5	11.8	Primary	Show	Left	
6	6	13.4	Primary	Show	Left	
7						
8						
9						
10						
11						

Units: KN-m

Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
9	STORY8	3.06	25.5	Yes		No	0.
8	STORY7	3.06	22.44	No	STORY8	No	0.
7	STORY6	3.06	19.38	No	STORY8	No	0.
6	STORY5	3.06	16.32	No	STORY8	No	0.
5	STORY4	3.06	13.26	No	STORY8	No	0.
4	STORY3	3.06	10.2	No	STORY8	No	0.
3	STORY2	4.08	7.14	No	STORY8	No	0.
2	STORY1	3.06	3.06	No	STORY8	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 3.06 Reset

Master Story: No Reset

Similar To: NONE Reset

Splice Point: No Reset

Splice Height: 0 Reset

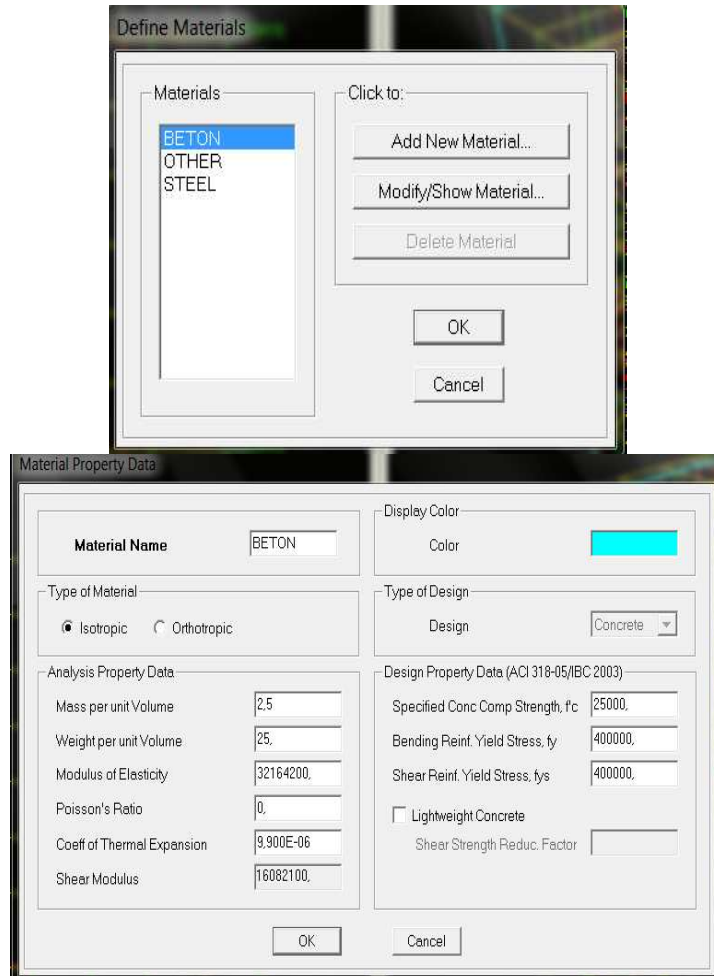
Units: Change Units KN-m

OK Cancel

V -5-2- Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

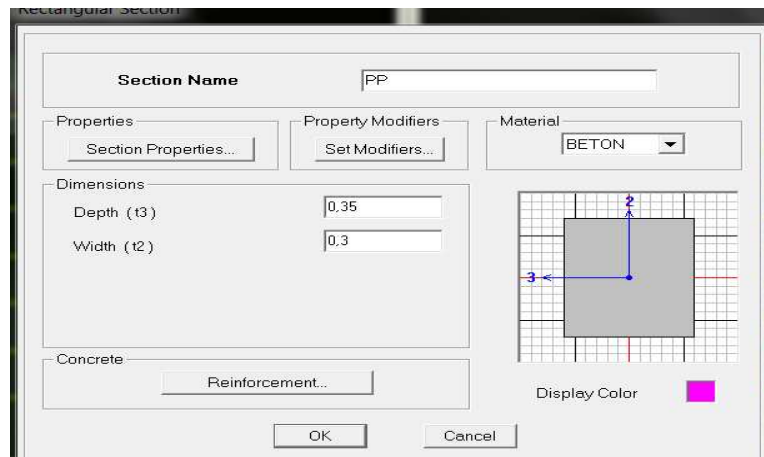
On clique sur **Define** puis **Material Properties** nous sélectionnons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



V-5-3 -Troisièmes étapes

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :



Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**.

On clique sur la liste d'ajout de sections

et on sélectionne **AddRectangular**

pour ajouter une section rectangulaire

(les sections en béton armé

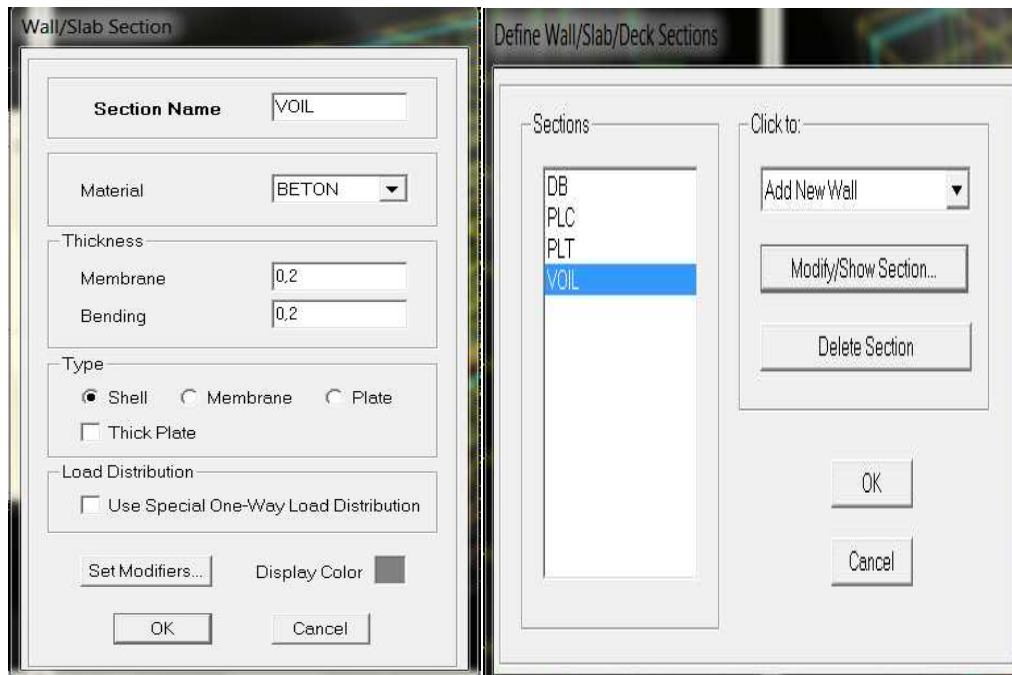
du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section propriétés** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par SAP.

- ❖ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.
- ❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Defineetwall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



V-5-4- Quatrième étape

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q)

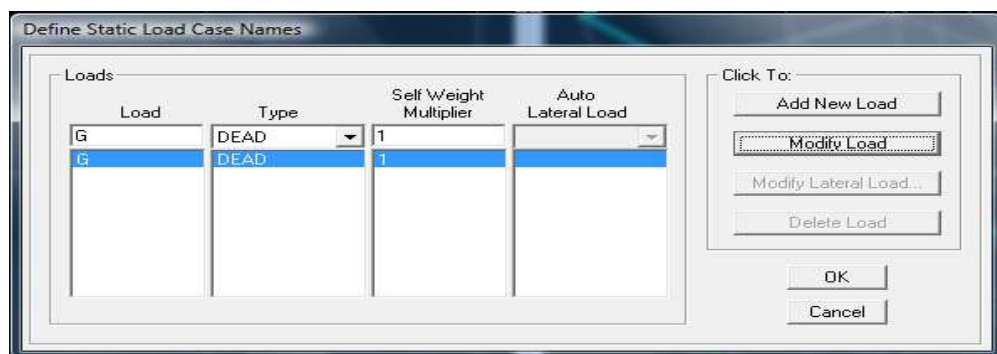
La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur **:DefineLoad Cases**.

❖ Charges permanentes

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weightmultiplier(Coefficient interne poids propre) : **1**

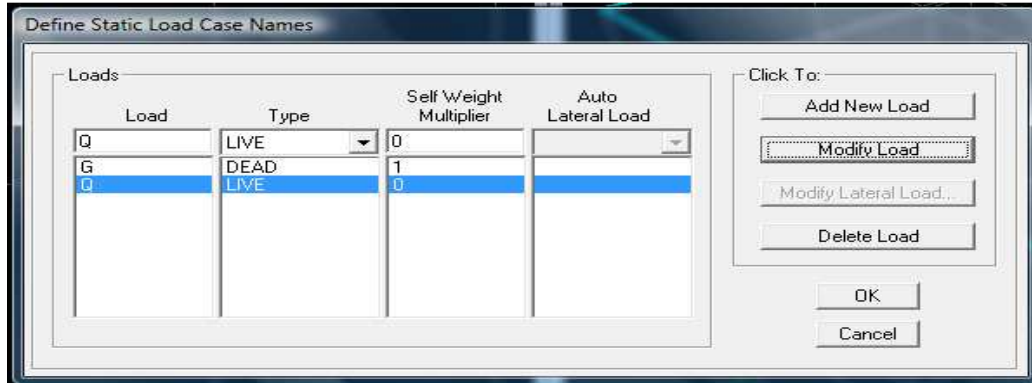


❖ Surcharges d'exploitations

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self Weightmultiplié (Coefficient interne poids propre) : **0**



2) Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

- Données à introduire dans le logiciel :

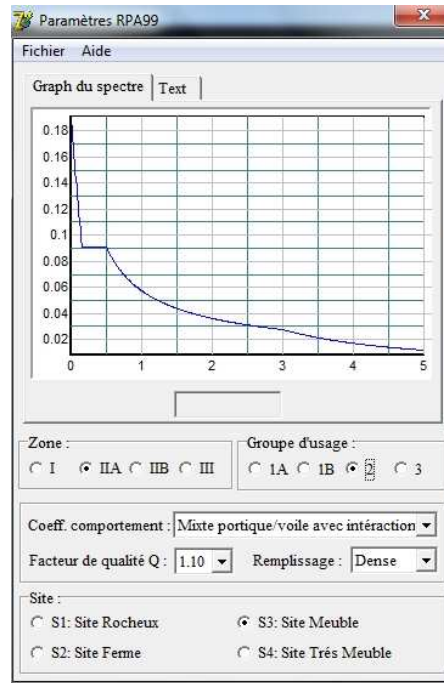
- **Zone :IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du **RPA 2003**)
- **Coeff comportement : 5.**(tableau 4.3 du **RPA**).
- **Remplissage : dence**
- **Site : S3.** (tableau 3.2 du **RPA**).
- **Facteur de qualité (Q):**

Q=1.10

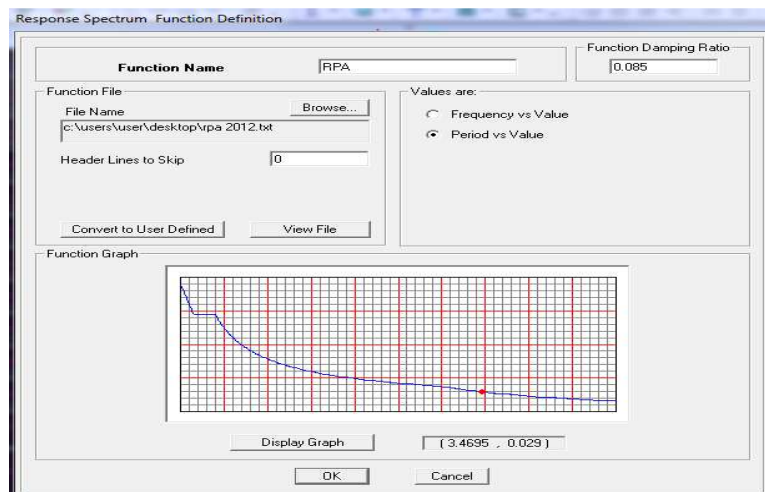
$$Q=1+\sum P_q$$



-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone



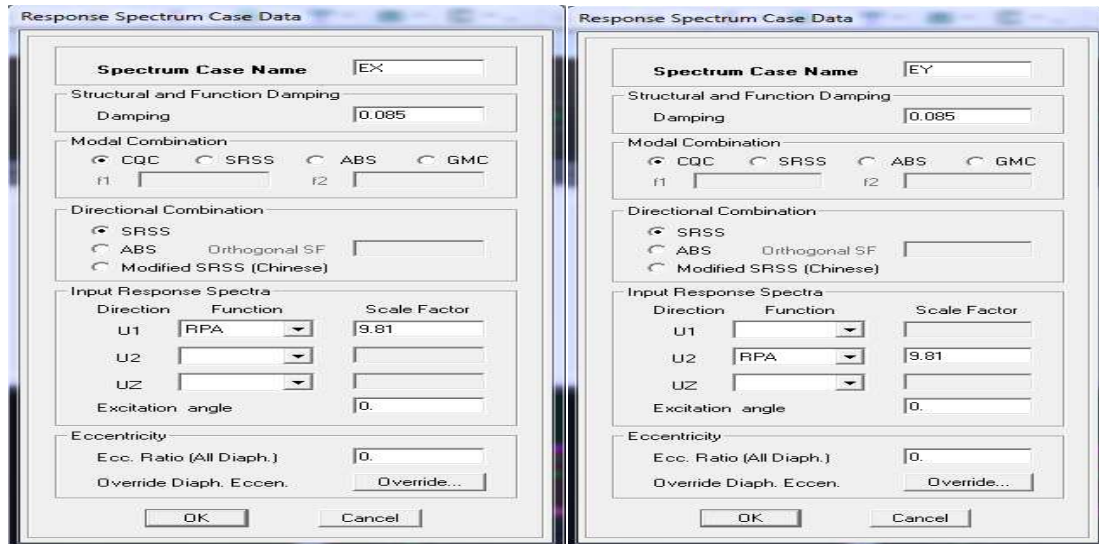
➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **SAP** on clique sur :
Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



Function Name (nom du spectre): **RPA**.

➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX et EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

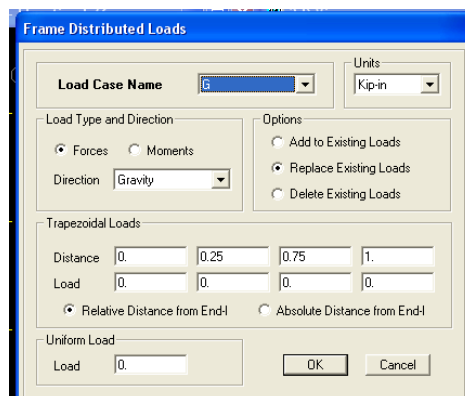


Dans la partie **Input responsespectra**, nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales (U1 et U2) .

V -5-5- 5^{ème} étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → Frame/line loads → Distributed



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

V-5-6- 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

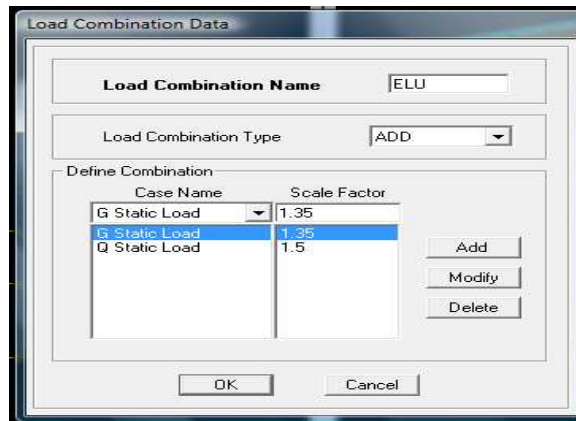
➤ **Combinaisons accidentelles du RPA**

GQE : $G+Q\pm E$

08GE : $0.8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

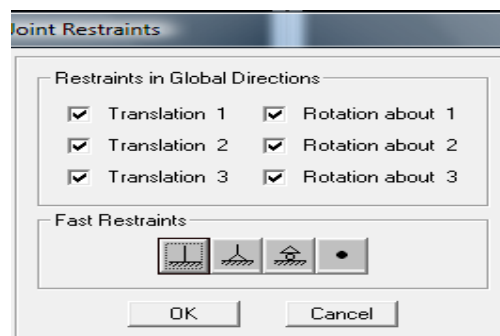
V-5-7-7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **Appuis**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign Joint → point Restraints

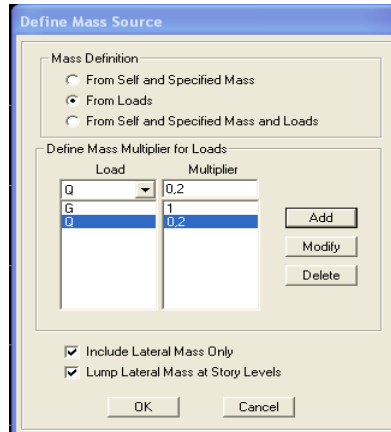


➤ **Mass- Source****Define → Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

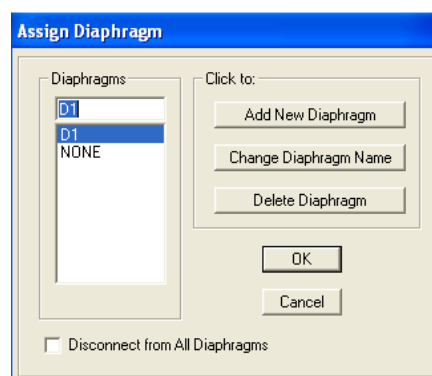
On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

➤ **Diaphragme**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Diaphragm → AddNew Diaphragm.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

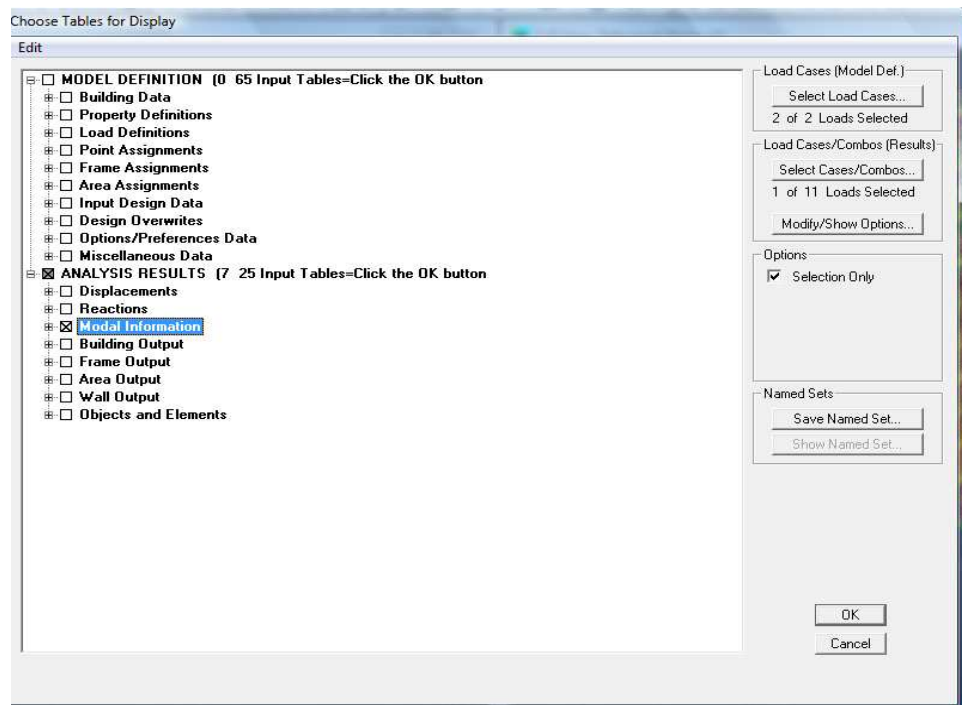
On refait la même opération pour tous les autres planchers.

V-5-8- 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats✓ **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyzeet** on sélectionne **RunAnalysis**.

✓ **Visualisation des résultats**❖ **Période et participation modale**

Dans la fenêtre **display** → **show tables** , on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

❖ **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shapeet** on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display** 

❖ Efforts internes dans les éléments barres

- Les poutres

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** → **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

- Les poteaux

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

❖ Efforts internes dans les voiles

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ Déplacements

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel®**, la colonne U_x correspond ausens xx, et U_y au sens yy.

❖ Effort tranchant et moment sismique à la base

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

❖ Effort tranchant de niveau

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **XZ**.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison « **EX ou EY** ».

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates:

	X	Y
Start Point	-15.8934	10.8776
End Point	17.5855	10.9985

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0.846	10.938	0.	0.2068

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	762.8255	3.4007	1.113E-10	762.8255	3.4007	1.725E-06
Moment	88.1005	19792.4822	3183.1669	88.1005	19792.4823	3183.1669

Close Refresh

Remarque

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Columns** nous aurons l'effort repris par les voiles.

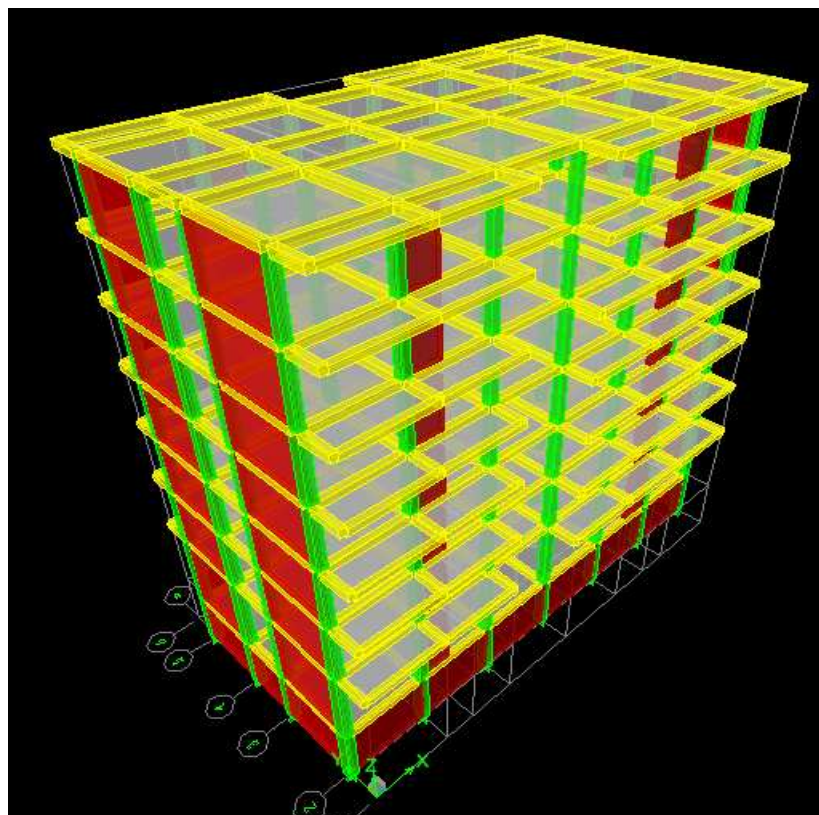


Figure V.1 : Vue en trois dimensions de la structure

- Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes :
 - ❖ Par la méthode statique équivalente.
 - ❖ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
 - ❖ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Le calcul des efforts verticaux se fait par les méthodes directes.

V- 6- Caractéristiques du spectre de réponse

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d' après les règles du RPA99 version 2003(**article 4.1.3**).

V- 6-1- Principe de la méthode

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul .Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V- 6-2- Définition du spectre de réponse

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

- ✓ **Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :**

Tableau V.1 : Les caractéristiques du spectre de réponse.

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S3	Tableau 4.7
La zone	II _a	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Remplissage	dense	Tableau 4.2
Facteur de qualité	1.20	Tableau 4.2.3
coefficient de comportement	5	Tableau 4.3

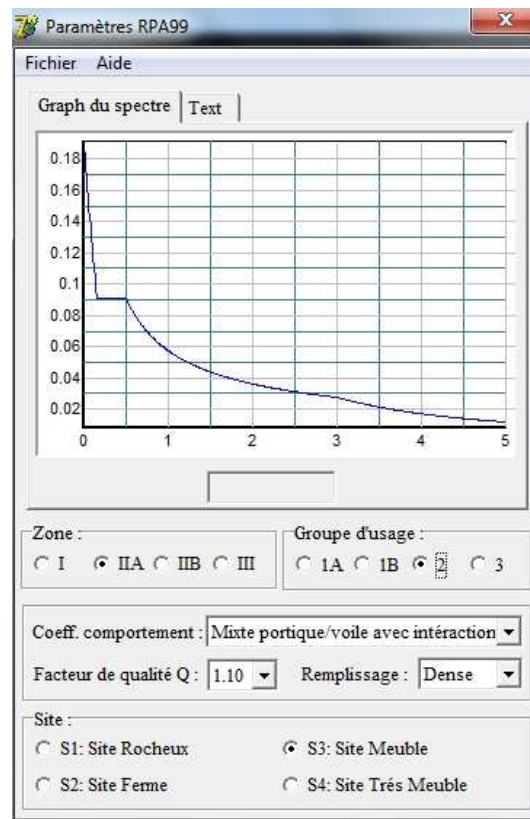


Figure V.2 : Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse

V- 7- Etude du contreventement

➤ Charges horizontales

- Sens xx :

The screenshot shows the 'Section Cut Stresses & Forces' dialog box. It contains the following sections:

- Section Cutting Line Projected Coordinates:**
 - Start Point: X = -2.7145, Y = 0
 - End Point: X = 30.3544, Y = 0
- Resultant Force Location and Angle:**
 - X = 13.8199, Y = 2.4674, Z = 0, Angle = 0.3069
 - Include: ☐ Floors, ☐ Beams, ☐ Braces, ☒ Columns, ☒ Walls, ☐ Ramps
- Integrated Forces:**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	1790.6921	9.5917	4.167E-11
Moment	0.	0.	0.	174.2288	32526.841	11516.6236

Buttons: Close, Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2.7145	0
End Point	30.3544	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13.8199	2.4674	0.	0.3069

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	1659.7272	8.8902	5.696E-09
Moment	0.	0.	0.	129.2728	24133.9921	10768.9363

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2.7145	0
End Point	30.3544	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13.8199	2.4674	0.	0.3069

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	133.5832	0.7155	5.700E-09
Moment	0.	0.	0.	45.158	8430.5616	761.1064

Close Refresh

- Sens yy

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2.7217	0
End Point	26.6217	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.95	2.6405	0.	359.7154

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	9.3499	1882.3779	3.008E-11
Moment	0.	0.	0.	33846.518	168.1239	3710.9596

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2.7217	0
End Point	26.6217	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.95	2.6405	0.	359.7154

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	0.6003	92.1777	1.6451
Moment	0.	0.	0.	18127.0162	95.4724	117.2133

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2.7217	0
End Point	26.6217	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.95	2.6405	0.	359.7154

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	9.0436	1792.0396	1.6451
Moment	0.	0.	0.	15759.6829	83.7129	3593.7463

Close Refresh

➤ Charges verticales

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.7015	0
End Point	26.1359	2.2762

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.2172	2.4948	0.	180

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2.875E-12	-1.029E-12	28310.4194	-3.036E-12	1.039E-12	-26736.019
Moment	-143480.25	-7564.544	1.738E-11	135600.065	7143.8644	-1.802E-11

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.7015	0
End Point	26.1359	2.2762

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.2172	2.4948	0.	180

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2.606E-12	-0.1082	9464.0393	-2.763E-12	0.1082	-8657.639
Moment	-47390.2	-2528.7913	-0.0289	43354.007	2313.3212	0.0289

Close Refresh

Section Cutting Line Projected Coordinates		
	X	Y
Start Point	-1.7015	0
End Point	26.1359	2.2762

Resultant Force Location and Angle			
	X	Y	Z
	12.2172	2.4948	0

Angle: 180

Include: ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☐ Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2.699E-13	0.1082	18846.3801	-2.699E-13	-0.1082	-18078.38
Moment	-96090.05	-5035.753	0.0289	92246.058	4830.5432	-0.0289

Buttons: Close, Refresh

Conclusion

D'après les résultats ci-dessus, le système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques.

V-7-1-La période

- **Estimation de la période fondamentale de la structure : (Art 4.2.4. RPA 99/modifié 2003)**

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4-6)$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$h_N = 25,5\text{m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T = 0.05 \times (25,5)^{3/4} = 0,56\text{s}$$

$$T = 0.71\text{s}$$

❖ Valeur de T trouvée par La formule empirique :

$$T=0.56 \text{ s}$$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$\Rightarrow 0.71 < 0.56 \times 1.3 = 0.73 \text{ s} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V-7-2) Participation massique et le nombre de modes à considérer

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY). (**Art 4.3.4 RPA version 2003**).

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.71593	0.70653	3.27E-09	5.075E-09	0.74653	3.273E-09
MODAL	Mode	2	0.541142	7.156E-09	0.6962	5.367E-07	0.74653	0.6962
MODAL	Mode	3	0.409535	0.00022	2.86E-06	3.127E-08	0.74675	0.6962
MODAL	Mode	4	0.207403	0.1394	1.86E-10	6.166E-08	0.88615	0.6962
MODAL	Mode	5	0.120812	2.508E-10	0.18822	0.0000634	0.88615	0.88442
MODAL	Mode	6	0.097219	2.697E-09	0.00094	0.11738	0.88615	0.88536
MODAL	Mode	7	0.09253	0.00039	0.00014	0.01988	0.88654	0.8855
MODAL	Mode	8	0.091461	0.00466	0.00038	0.07654	0.89121	0.88588
MODAL	Mode	9	0.090789	0.04095	3.17E-05	0.00731	0.93216	0.88592
MODAL	Mode	10	0.086809	0.00015	1.52E-06	0.00091	0.93231	0.89592
MODAL	Mode	11	0.083886	0.00002997	3.57E-05	0.03491	0.93234	0.89592
MODAL	Mode	12	0.081624	0.000000542	1.42E-07	0.10738	0.93234	0.90592

Tableau V.2 : Période et participation massique

Le mode fondamental et un mode de translation **suivant X** avec une mobilisation de masse de **70.65 %** et translation **suivant Y** avec une mobilisation de masse de **69.62 %**.

La somme des masses modales dépasse 90 % de la somme total de bâtiment, d'où la condition du **RPA** est vérifiée.

V-7-3- Le déplacement relatif des niveaux

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ke} \quad \text{Avec :} \quad R: \text{Coefficient de comportement.}$$

δ_k : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le **RPA 99(Art.5.10/ Version 2003)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal : XX

UX				
NIVEAU	m	$\Delta U = U_{i+1} - U_i$	1% H	obs
niveau8	0.011712	0.001869	0.0306	CV
niveau7	0.009843	0.002016	0.0306	
niveau6	0.007827	0.002114	0.0306	
niveau5	0.005713	0.002092	0.0306	
niveau4	0.003621	-0.009786	0.0306	
niveau3	0.013407	0.011652	0.0306	
niveau2	0.001755	0.001675	0.0408	
niveau1	0.00008	0.00008	0.0306	

Tableau V.3 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

Sens transversal : YY

UY				
NIVEAU	m	$\Delta U = U_{i+1} - U_i$	1% H	obs
niveau8	0.007093	0.001378	0.0306	CV
niveau7	0.005715	0.001361	0.0306	
niveau6	0.004354	0.001297	0.0306	
niveau5	0.003057	0.00116	0.0306	
niveau4	0.001897	-0.006549	0.0306	
niveau3	0.008446	0.0075	0.0306	
niveau2	0.000946	0.000782	0.0408	
niveau1	0.000164	0.000164	0.0306	

Tableau V.4: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

Remarque

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

V- 7-4-Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

Suivant Ex

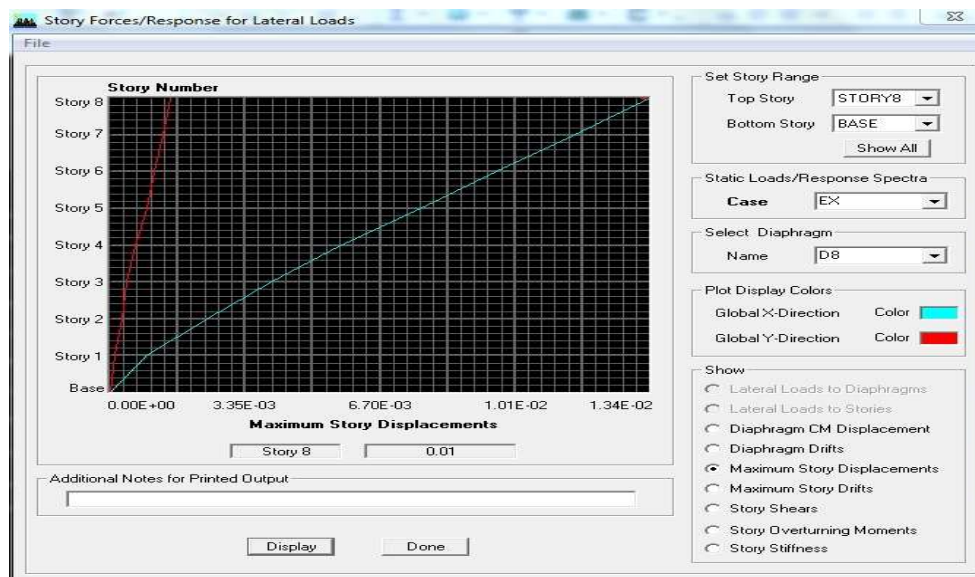


Figure V.3 : Déplacement maximal dans le sens xx

✓ Déplacement maximal dans le sens x-x :

$$\delta_{max} = 0,01m < f = \frac{H_t}{500} = \frac{25,5}{500} = 0,051m \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey

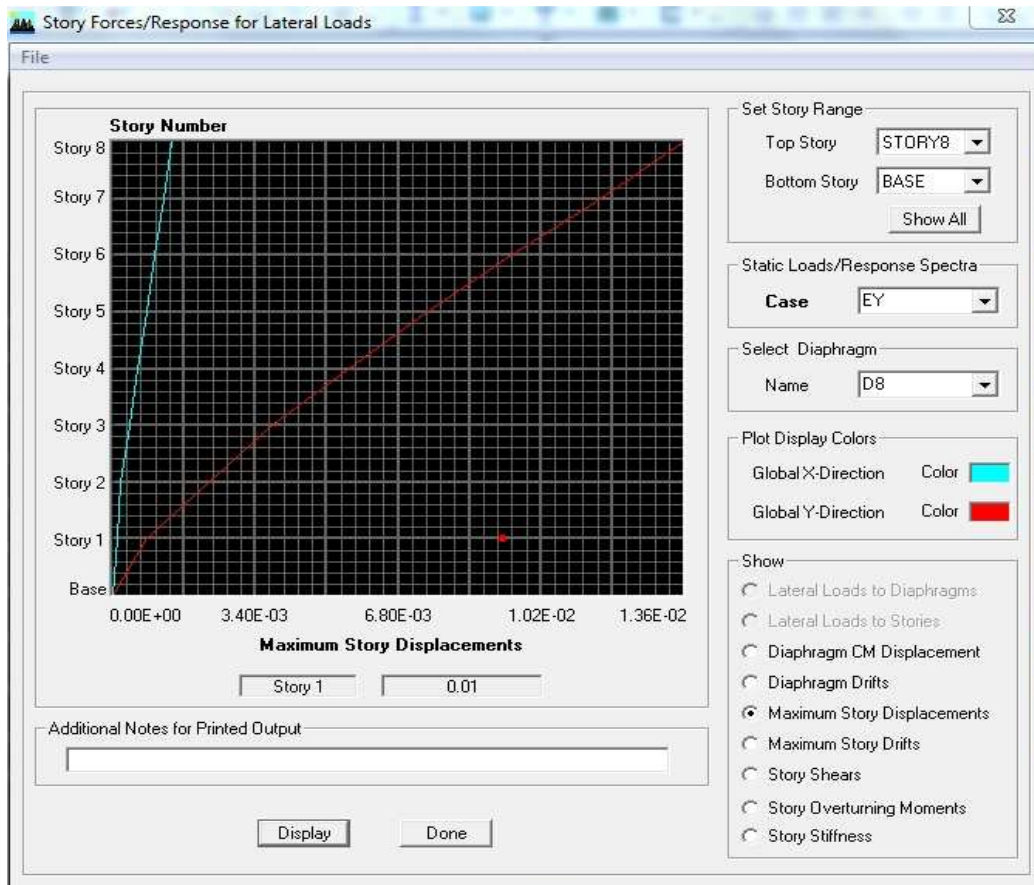


Figure V.4 : Déplacement maximal dans le sens y-y

✓ Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{max} = 0,01m < f = \frac{H_t}{500} = \frac{25,5}{500} = 0,051m \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V- 7-5-Vérification de l'effort tranchant à la base :(RPA Version 2003 Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) dans le rapport $0.8V_t / V_D$

❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} . W_{TRPA\ 99} \text{ [formule 4-1]}$$

▪ **Calcul des coefficients A,D,R :**

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique II_a

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule **(4.2) de RPA99**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau

(Tab 4.7) de RPA99

Site meuble $\rightarrow S_3 \Rightarrow T_2 = 0.5\text{sec}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule **(4-3)** comme suit :

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **(Tab 4-2)**

Le système de contreventement est mixte $\Rightarrow \xi = 10 \%$

$$D'où \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.76 \geq 0.70 \text{ vérifiée}$$

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement type de remplissage donné par (Tab 4-6 du RPA99)

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3).

Les valeurs d'A, D, R, C_t et T sont données dans le tableau suivant :

Paramètre	Valeur	Article du RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique	0.5 secondes	Tableau 4.7
Coefficient C_t	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.5	formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

Tableau V.5 : Tableau donnant les valeurs de A ,D,R,T, C_t

▪ **Calcul du facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Critère q	Sens longitudinal		Sens transversal	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les fils de contreventement	/	0.05	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05	/	0.05
Régularité en plan	0	/	0	/
Régularité en élévation	0	/	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/	0	/
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/	0	/

Tableau V.6 : Tableau donnant les valeurs de critère q dans les deux sens xx ;yy

$$Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1.1 \text{ (sens transversal et longitudinal) .}$$

$$Q = 1.1$$

Du logiciel sap :

$$W_t = 28310.42 \text{ KN}$$

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} . W_T = V_{st} = \frac{0.15 . 1.5 . 1.1}{5} . 29465 = 1458.51 \text{ KN .}$$

$$V_{Stx} = V_{Sty} = 1458.51 \text{ KN.}$$

$$V_x = 1458.51 \times 0.8 = 1166.81 \text{ KN .}$$

$$V_y = 1458.51 \times 0.8 = 1166.81 \text{ KN .}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 1525.3 \text{ KN} > 80\% V_x = 1166.81 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 1903.83 > 80\% V_x = 1166.81 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

V- 7-6-Vérification de l'excentricité

D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

Suivant le sens x-x

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\%LX$$

Story	Diaphragm	CM	CR	CM-CR	5%LX	Condition
STORY1	D1	11.70	11.70	0	1.19	Condition vérifiée
STORY2	D2	11.70	11.70	0	1.19	Condition vérifiée
STORY3	D3	11.70	11.70	0	1.19	Condition vérifiée
STORY4	D4	11.70	11.70	0	1.19	Condition vérifiée
STORY5	D5	11.70	11.70	0	1.19	Condition vérifiée
STORY6	D6	11.70	11.70	0	1.19	Condition vérifiée
STORY7	D7	11.70	11.70	0	1.19	Condition vérifiée
STORY8	D8	11.70	11.70	0	1.19	Condition vérifiée

Tableau V.7 : Excentricité suivant x-x

Suivant Y-Y

On doit vérifier que :

$$|CM - CR| \leq 5\%L_y$$

Story	Diaphragm	CM	CR	CM-CR	5%Ly	Condition
STORY1	D1	6.700	6.760	0.060	0.69	Condition vérifiée
STORY2	D2	6.699	6.7608	0.061	0.69	Condition vérifiée
STORY3	D3	6.696	6.7608	0.064	0.69	Condition vérifiée
STORY4	D4	6.994	6.7608	0.232	0.69	Condition vérifiée
STORY5	D5	6.694	6.7687	0.232	0.69	Condition vérifiée
STORY6	D6	6.693	6.7608	0.067	0.69	Condition vérifiée
STORY7	D7	6.692	6.7608	0.068	0.69	Condition vérifiée
STORY8	D8	6.687	6.7608	0.073	0.69	Condition vérifiée

Tableau V.9: Excentricité suivant y-y

Conclusion

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- l'effet P-Δ est négligé.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

VI-III) Ferraillage des voiles

VI-III -1) Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre bâtiment en Cinq zones :

Zone I : Sous-sol.+RDC+1^{er} étage

Zone II : 2+3+4^{eme} étage

Zone III: , 5^{eme} , 6^{eme} étages.

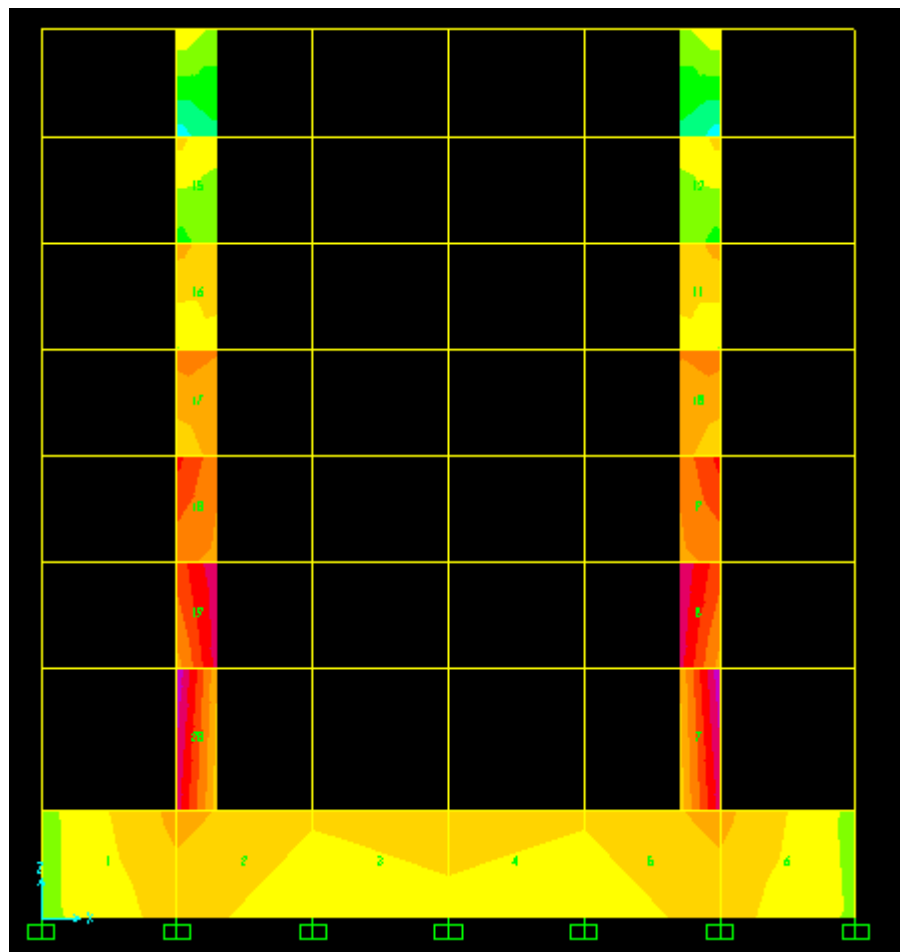


Figure VI.9: Vue en élévation des voiles pleins sens longitudinal

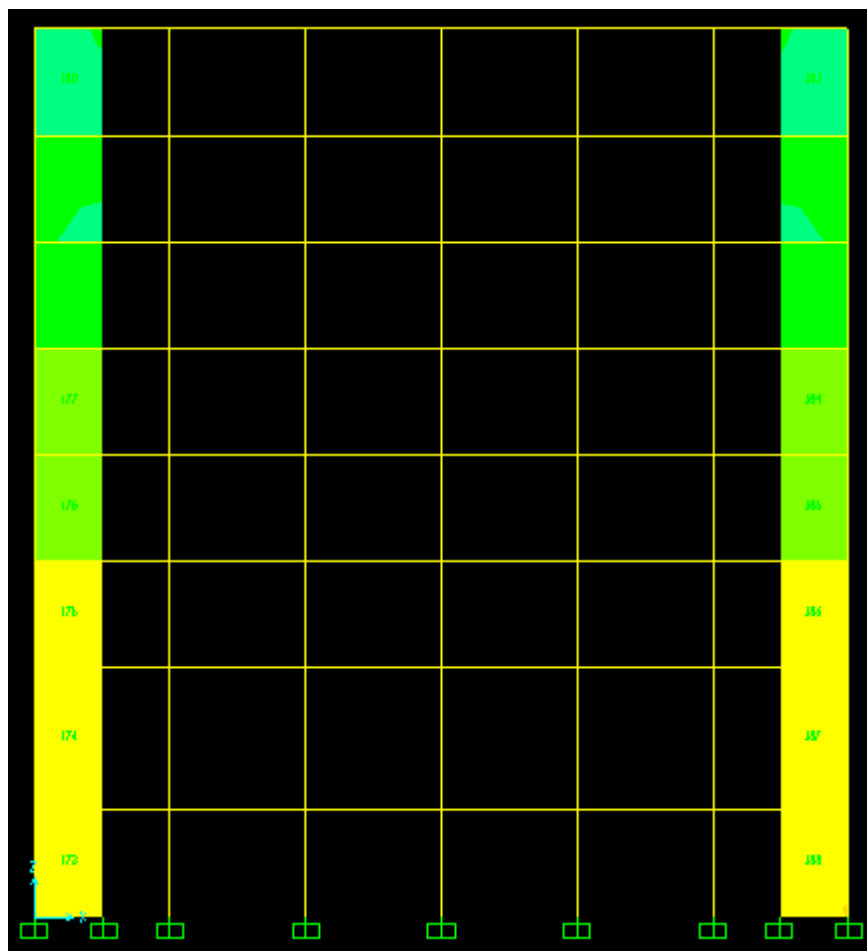


Figure VI.10 : Vue en élévation des voiles pleins sens transversal**VI-III-3) Combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

VI-III-3) Ferraillage des voiles pleins (dans notre structure on a que des refends pleins)

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande de largeur (d).

a) Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile.

I : moment d'inertie du voile considéré.

$$V=V' : \text{bras de levier du voile} : V=V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

On décompose le diagramme en bande de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right) \dots\dots\dots \text{RPA 99 (Art.7.7.4)}$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée ; avec $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

b) Calcul des armatures verticales

b-1) Section entièrement comprimée (SEC)

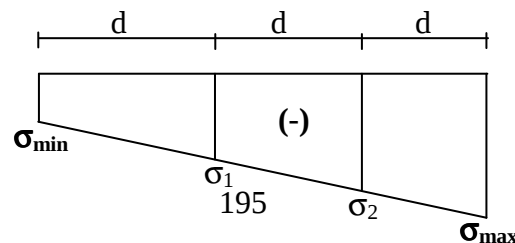
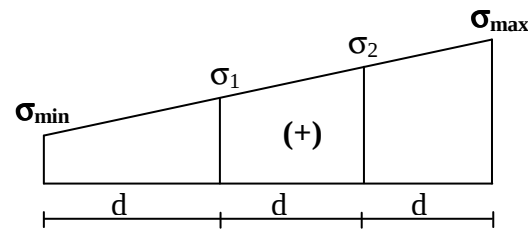
$$N_i = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \Rightarrow A_1 = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \Rightarrow A_{i+1} = \frac{N_{i+1} - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : e : épaisseur du voile

B : Section de voile.

b-2) Section entièrement tendue (SET)



$$N_i = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \Rightarrow A_i = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \cdot d \cdot e \Rightarrow A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10% = 348MPa

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton $f_{bc} = 14.2MPa$.

➤ **Section d'armatures minimales**

SEC :

$$A_{\min} \geq [(4cm^2 / ml), 0,2\% \leq B \leq 5\%] \quad (\text{Art A.8.1, 21 BAEL91 modifies 99})$$

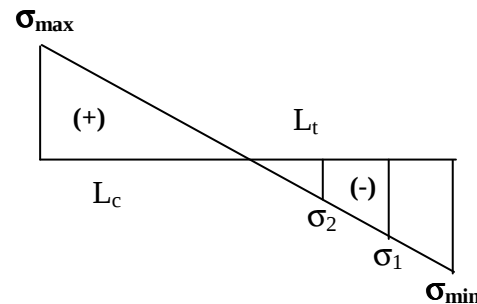
SET:

$$A_{\min} \geq B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad B : \text{Section du béton tendu.}$$

b-3) **Section partiellement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \Rightarrow A_i = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot (L_t - d) \cdot e \Rightarrow A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s}$$



➤ **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \quad ; \quad \text{BAEL 91}$$

- Exigences du RPA 99

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontal du béton ($A_{\min} \geq 0,2\%B$)

c) Armatures horizontales (RPA 99/ Art 7.7.4.3)

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

- D'après le BAEL 91 : $A_h \geq \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA 99 : $A_h \geq 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile.
 $A_h \geq 0.10\% B$ En zone courante.

Avec :

B : Section du béton.

A_v : Section d'armature verticale.

d) Armature de couture

Le long des zones de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e}$$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface, dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure

f) Armature pour les potelets (RPA 99/Art 7.7.4.1)

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g) Dispositions constructives

1- Espacement

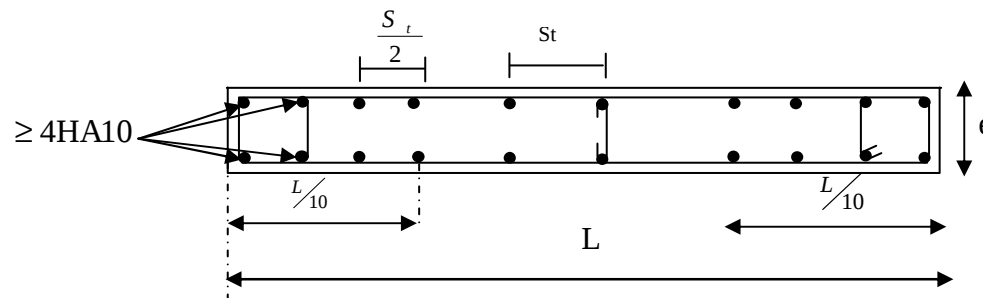
L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e; 30cm\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



2- Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

3- Diameter maximum

(art A.7.7.4.3/ R.P.A99)

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} \leq \frac{e}{10} = 20mm$$

VI-III -4) Vérifications

1) Vérification à l'ELS

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

Avec :

- N : Effort normal dans la bonde.
- B : Section du béton.
- A : Section d'armatures adoptées.

2) Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : **(Art 7.7.2, RPA99)**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5MPa$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

➤ Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :

L=1.2m

VL1, VL2, VL7, VL8		ZONE		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L	m	1,20	1,20	1,20	
	e	m	0,20	0,20	0,20	
	B	m ²	0,24	0,24	0,24	
Sollicitations de calculs	Vu	KN	447,55	329,04	222,03	
	σ _{max}	KN/m ²	5466,50	4273,59	2386,01	
	σ _{min}	KN/m ²	-543,48	235,75	-1298,13	
	Lc	m	1,09	0,00	0,78	
	Lt	m	0,11	1,20	0,42	
	d	m	0,05	0,40	0,21	
	σ ₁	KN/m ²	-98,29	2927,64	-914,81	
	σ ₂	KN/m ²	-271,74	1581,70	-649,07	
	N1	KN	29,13	288,05	31,10	
	N2	KN	-2,01	180,37	-33,06	
	N3	KN	4,42	-72,70	41,17	
Ferraillage	Armatures verticales	Av1	cm ²	0,84	8,28	0,89
		Av2	cm ²	-0,06	5,18	-0,95
		Av3	cm ²	0,13	-2,09	1,18
		Avj	cm ²	17,23	12,67	8,55
		A1=Av1+Avj/4	cm ²	5,14	11,44	3,03
		A2=Av2+Avj/4	cm ²	4,25	8,35	1,19
		A3=Av3+Avj/4	cm ²	4,43	1,08	3,32

		A adoptée (cm2)/nappe	12T12=13.55cm ²	12T12=13.55cm ²	12T12=13.55cm ²
		A total /2nappes(cm2)	27.10(cm ²)	27.10(cm ²)	27.10(cm ²)
		Avmin (cm2)	12,60	12,60	12,60
		St (cm)	10,00	10,00	10,00
	Armatures horizontales	Ah (cm2)=min(Av/4,0.15%B)	6,78	6,78	6,78
		choix/nappe	15T10	15T10	15T10
		At (cm2)	11,77		
		A total /2nappes(cm2)	23,54		
		St (cm)	20,00	20,00	20,00
		Vérifications des contraintes		BAEL(τu=2.5≤Vu/bd(Mpa)	1,14

$L=2.00m$

VL3,VL4,VL5,VL6		ZONE		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L	m	2,00	2,00	2,00	
	e	m	0,20	0,20	0,20	
	B	m ²	0,40	0,40	0,40	
Sollicitations de calculs	Vu	KN	1152,63	392,78	293,75	
	σ_{max}	KN/m ²	5786,20	1970,46	1569,73	
	σ_{min}	KN/m ²	-3672,73	635,60	-839,88	
	Lc	m	1,22	0,00	1,30	
	Lt	m	0,78	1,20	0,70	
	d	m	0,39	0,67	0,35	
	σ_1	KN/m ²	-2852,11	1525,51	-585,49	
	σ_2	KN/m ²	-1836,37	1080,55	-419,94	
	N1	KN	113,93	233,06	34,31	
	N2	KN	-182,04	173,74	-35,04	
	N3	KN	213,91	-114,41	43,91	
Ferraillage	Armatures verticales	Av1	cm ²	3,27	6,70	0,99
		Av2	cm ²	-5,23	4,99	-1,01
		Av3	cm ²	6,15	-3,29	1,26
		Avj	cm ²	44,38	15,12	11,31
		A1=Av1+Avj/4	cm ²	14,37	10,48	3,81
		A2=Av2+Avj/4	cm ²	5,86	8,77	1,82
		A3=Av3+Avj/4	cm ²	17,24	0,49	4,09
		A adoptée (cm ²)/nappe		20T12=22.66cm ²	20T12=22.66cm ²	20T12=22.66cm ²

		A total /2nappes(cm2)	45.32(cm²)	45.32(cm²)	45.32(cm²)
		Avmin (cm2)	21,00	21,00	21,00
		St (cm)	10,00	10,00	10,00
	Armatures horizontales	Ah (cm2)=min(Av/4,0.15%B)	11,33	11,33	11,33
		choix/nappe	15T10	15T10	15T10
		At (cm2)	11,77		
		A total /2nappes(cm2)	23,54		
		St (cm)	20,00	20,00	20,00
	Vérifications des contraintes	BAEL($\tau_u=2.5 \leq V_u/bd$ (Mpa)	2,93	1,00	0,75

$L=3.60$

VT3,VT4		ZONE		I	II	III
Caractéristiques géométriques		L	m	3,60	3,60	3,60
		e	m	0,20	0,20	0,20
		B	m²	0,72	0,72	0,72
Sollicitations de calculs		Vu	KN	524,60	312,24	115,03
		σ_{max}	KN/m²	3685,40	2571,91	2304,47
		σ_{min}	KN/m²	-885,45	-515,89	-1810,67
		Lc	m	2,90	0,00	2,02
		Lt	m	0,70	1,20	1,58
		d	m	0,35	1,20	0,79
		σ_1	KN/m ²	-343,05	1542,64	-1593,40
		σ_2	KN/m ²	-442,73	513,38	-905,34
		N1	KN	116,54	493,75	56,32
		N2	KN	-27,40	246,72	-197,90
		N3	KN	46,31	0,30	215,11
Ferraillage	Armatures verticales	Av1	cm ²	3,35	14,19	1,62
		Av2	cm ²	-0,79	7,09	-5,69
		Av3	cm ²	1,33	0,01	6,18
		Avj	cm ²	20,20	12,02	4,43
		A1=Av1+Avj/4	cm ²	8,40	17,19	2,73
		A2=Av2+Avj/4	cm ²	4,26	10,10	-4,58
		A3=Av3+Avj/4	cm ²	6,38	3,01	7,29
		A adoptée (cm ²)/nappe		25 T14=38.5cm²	25 T12=28.24cm²	25 T12=28.24cm²

		A total /2nappes(cm2)	77(cm²)	56.48(cm²)	56.48(cm²)
		Avmin (cm2)	37,80	37,80	37,80
		St (cm)	esp10cm(zone nodale)	esp10cm(zone nodale)	esp10cm(zone nodale)
			esp15cm(zone courante)	esp15cm(zone courante)	esp15cm(zone courante)
	Armatures horizontales	Ah (cm2)=min(Av/4,0.15%B)	11,33	11,33	11,33
		choix/nappe	20T12	20T10	20T10
		Aht (cm2)	22,66	15,70	15,70
		A total /2nappes(cm2)	45,32	31,40	31,40
		St (cm)	15,00	15,00	15,00
Vérifications des contraintes		BAEL($\tau_u=2.5 \leq V_u/bd$ (Mpa)	1,34	0,79	0,29

Chapitre VI

Ferraillage de la structure

$L=4.00m$

VT1,VT2		ZONE		I	II	III
Caractéristiques géométriques		L	m	4,00	4,00	4,00
		e	m	0,20	0,20	0,20
		B	m²	0,80	0,80	0,80
Sollicitations de calculs		Vu	KN	531,01	293,17	115,72
		σmax	KN/m2	3447,98	2487,58	2346,83
		σmin	KN/m2	-927,74	-524,87	-1833,66
		Lc	m	3,15	0,00	2,25
		Lt	m	0,85	1,20	1,75
		d	m	0,42	1,33	0,88
		σ1	KN/m2	-393,40	1483,43	-1608,57
		σ2	KN/m2	-463,87	479,28	-916,83
		N1	KN	129,53	529,47	64,76
		N2	KN	-36,35	261,69	-221,54
		N3	KN	59,01	6,08	241,29
Ferrailage	Armatures verticales	Av1	cm2	3,72	15,21	1,86
		Av2	cm2	-1,04	7,52	-6,37
		Av3	cm2	1,70	0,17	6,93
		Avj	cm2	20,44	11,29	4,46
		A1=Av1+Avj/4	cm2	8,83	18,04	2,97
		A2=Av2+Avj/4	cm2	4,07	10,34	-5,25
		A3=Av3+Avj/4	cm2	6,81	3,00	8,05
		A adoptée (cm2)/nappe		25 T14=38.5cm²	25 T12=28.24cm²	25 T12=28.24cm²
		A total /2nappes(cm2)		77(cm²)	56.48(cm²)	56.48(cm²)
		Avmin (cm2)		42,00	42,00	42,00

		St (cm)	esp10cm(zone nodale)	esp10cm(zone nodale)	esp10cm(zone nodale)
			esp15cm(zone courante)	esp15cm(zone courante)	esp15cm(zone courante)
	Armatures horizontales	Ah (cm2)=min(Av/4,0.15%B)	11,33	11,33	11,33
		choix/nappe	20T12	20T10	20T10
		Aht (cm2)	22,66	15,70	15,70
		A total /2nappes(cm2)	45,32	31,40	31,40
		St (cm)	15,00	15,00	15,00
Vérifications des contraintes		BAEL($\tau_u=2.5 \leq V_u/bd$ (Mpa)	1,35	0,75	0,29

VI-I) Ferrailage des poutres**VI-I-1) Détermination des efforts internes dans les poutres**

La détermination des efforts internes dans les poutres se fera grâce à la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel SAP.

- ❖ Les résultats sont donnés dans les diagrammes suivants :

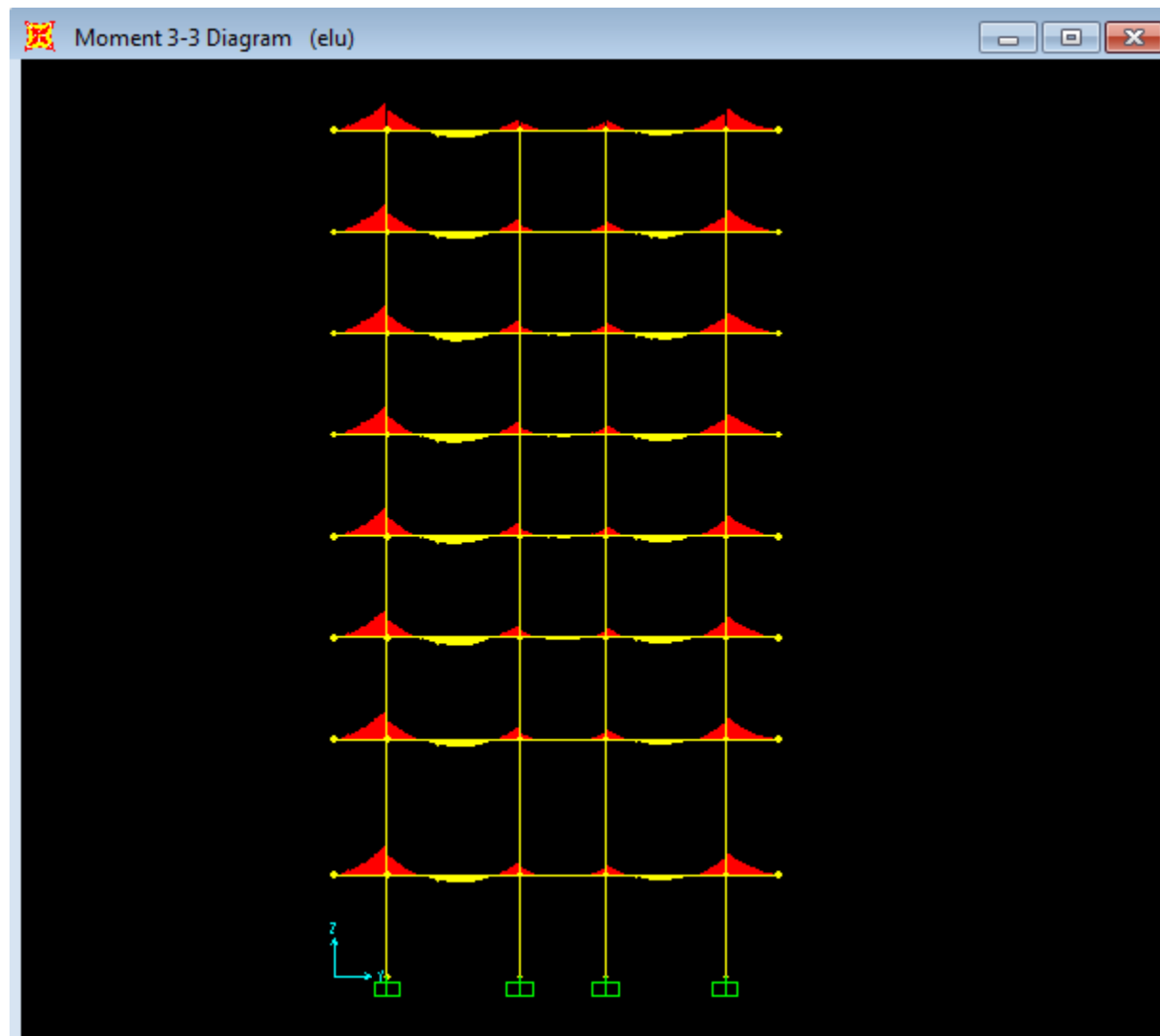


Figure VI.6 : Diagramme des moments M_{33} du portique C à l'ELU.

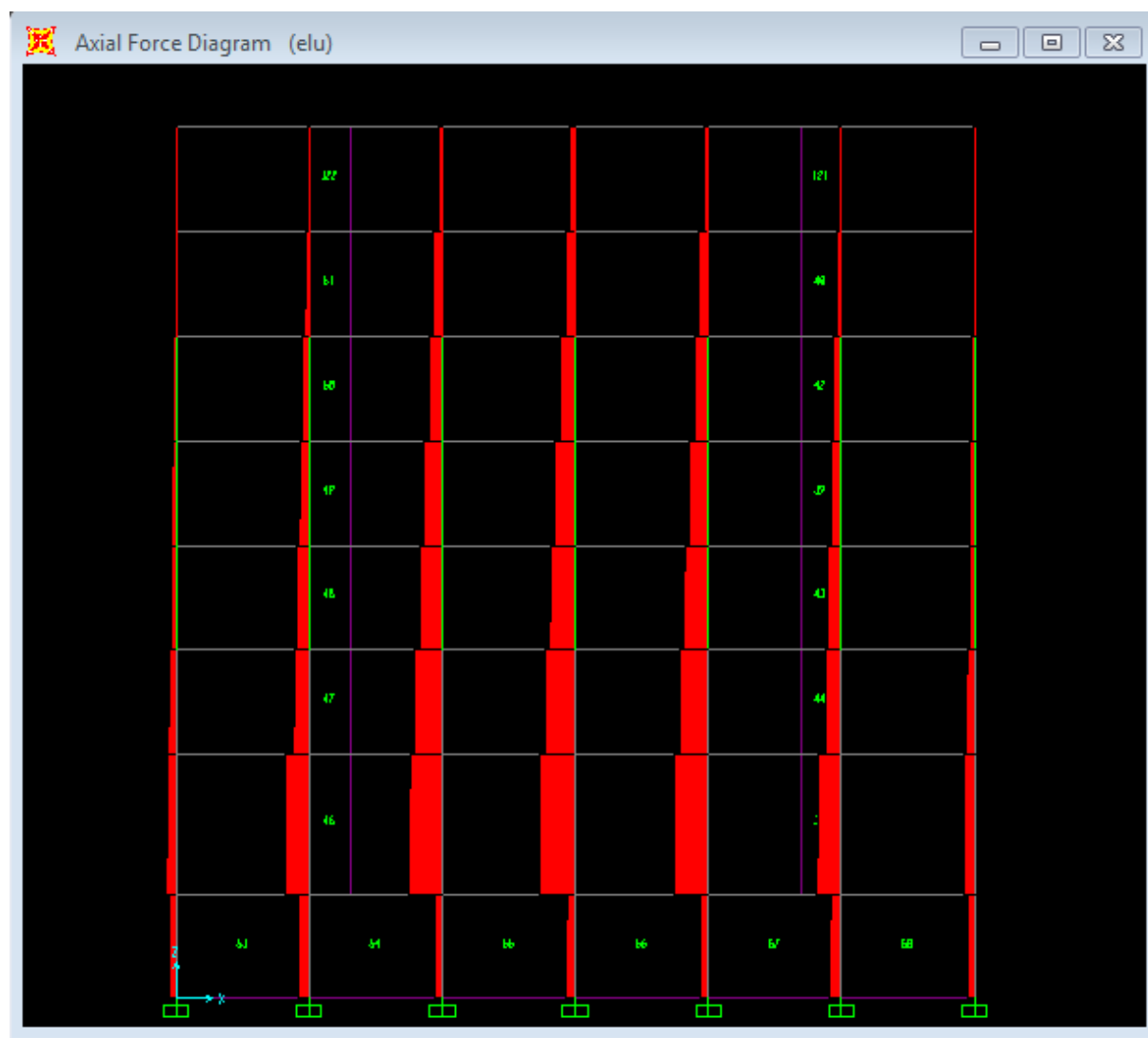


Figure VI.7 : Diagramme des efforts normaux du portique C à l'ELU.

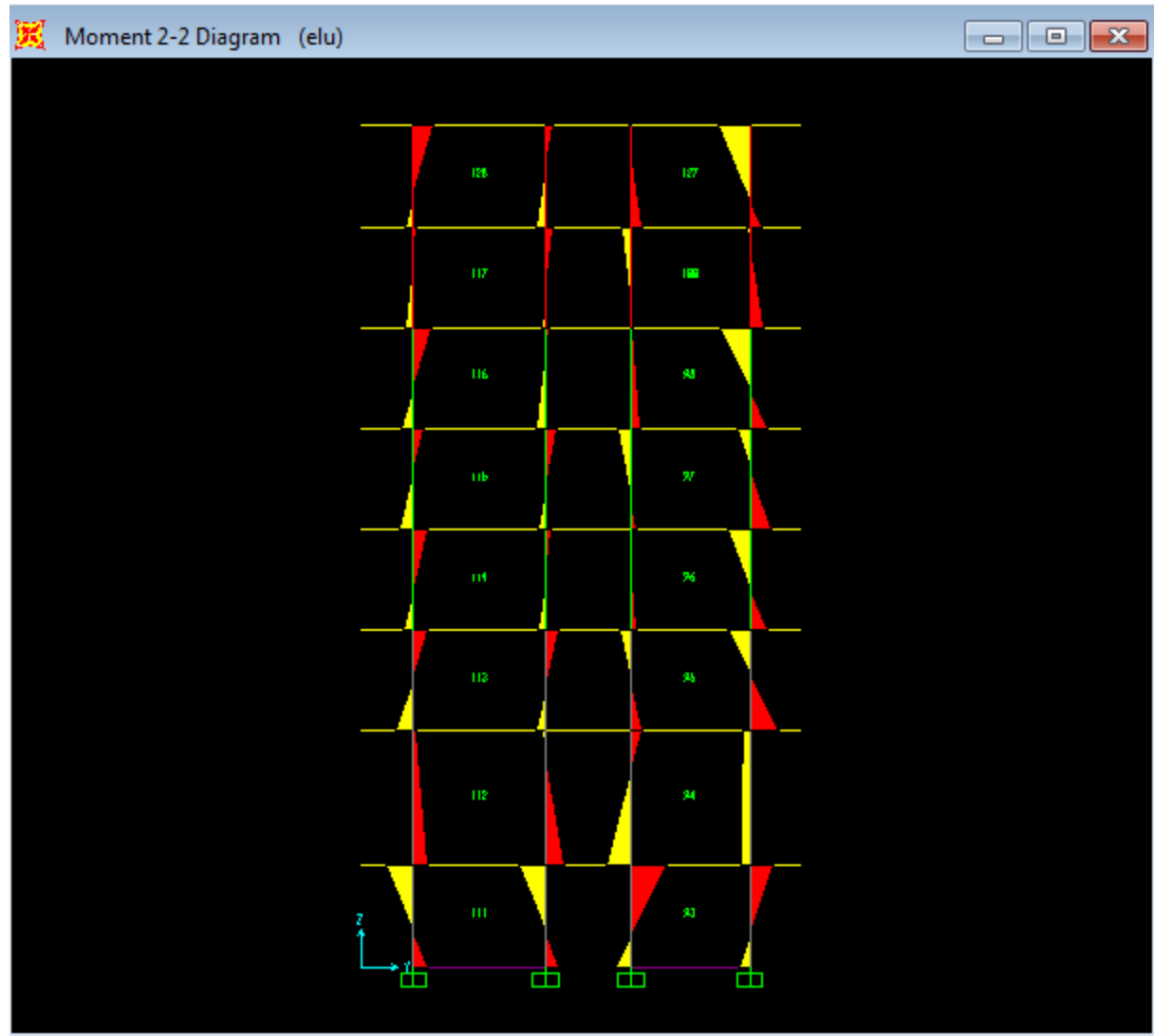


Figure VI.8 : Diagramme des moments M_{22} du portique C à l'ELU

VI-I-2) Introduction

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis en procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Les aciers nécessaires pour le ferraillage des poutres seront déterminés en fonction des moments fléchissant maximums, qui seront donnés par les différentes combinaisons d'action ; respectivement en travées et aux appuis.

VI-I-3) Les situations à considérer

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

	γ_s	θ	f_{28} (Mpa)	f_{bu} (Mpa)	F_e (Mpa)	σ_s (Mpa)
Situation durable	1,15	1	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1	1	25	18,48	400	400

VI-I-4) Les combinaisons à considérer

- | | |
|------------------|------------------|
| 1) 1,35G + 1,5Q | ELU(BAEL91) |
| 2) G + Q | ELS(BAEL91) |
| 3) 0,8 G $\pm$ E | RPA99 (mod 2003) |
| 4) G + Q $\pm$ E | RPA99 (mod 2003) |

VI-I-5) Recommandation du RPA version 2003
a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1/RPA2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

$\Rightarrow$ **En zone courante**

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 4.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 4.2 \text{ cm}^2$$

⇒ **En zone de recouvrement :**

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 6.3 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone II a)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

a- Armatures transversales (Art 7.5.2.2/RPA2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_1 \right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

VI-I-6) Etape de calcul des armatures longitudinales

Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

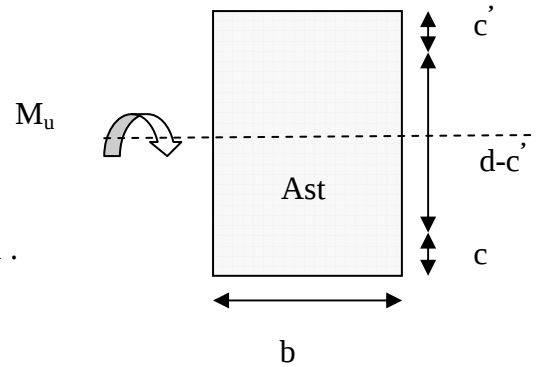
1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus (sans armatures comprimées ($A's = 0$)) :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}.$$

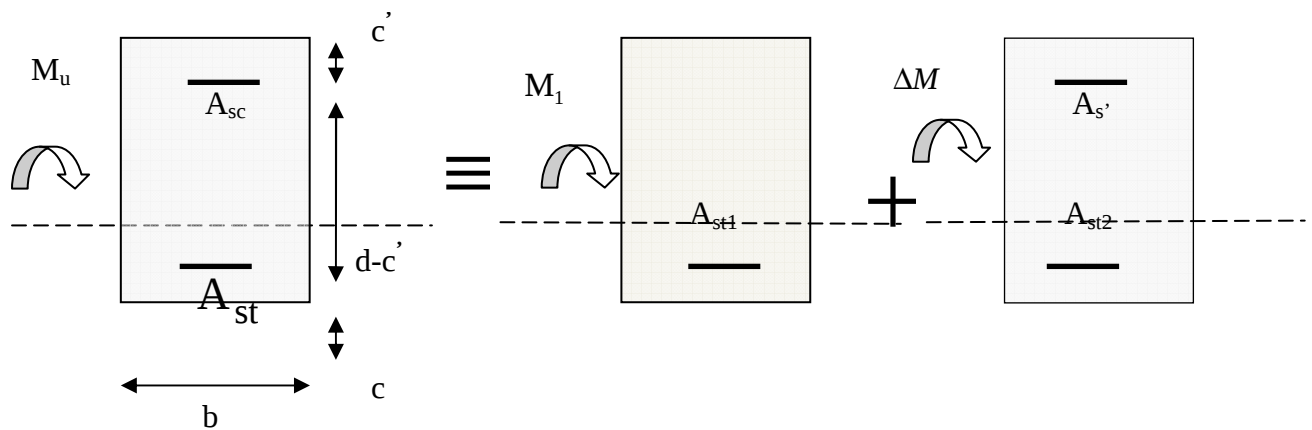
$$A_{sc} = 0.$$



2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

Cas ou la section comprend les armatures comprimées ($A's \neq 0$) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives :



Calcul de M_l

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

$$\Delta M = M_u - M_l \implies M_u = M_l + \Delta M$$

$$\text{Avec : } \Delta M = \Delta A_{sct} \times \sigma_{st} \times (d - c)$$

$$A_{sc} = 0 + \Delta A_{st}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{st}$$

$$\Delta A_{st} = \Delta A_{sc} = \frac{\Delta M}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c')}$$

$$A_{stl} = \frac{M_l}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times \beta_l \times d} \implies A_{st} = \frac{\Delta M}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c')} + \frac{M_l}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times \beta_l \times d}$$

Remarque

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferraillage, le calcul se fera pour le moment maximal de chaque étage et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

Nous donnons ci-après les résultats sous forme de tableaux.

➤ **Exemple de calcul**

PP (30 x35)

$$M_u = 26.83 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2683 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 18.48 \times 10^2} = 0.04 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.980$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA)}$$

$$A_{sc} = 0.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2683 \times 10^3}{0.980 \times 33 \times 400 \times 10^2} = 2.07 \text{ cm}^2$$

VI-I-7) Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants

❖ **Ferraillage des poutres principales**

Ferraillage en travées des poutres secondaire (30x35)								
Niveaux	M _{max} (KN,cm)	μ	Obs	β	AS (cm ²)	AS min (cm ²)	Ferraillage	A _U adoptée
VIII	2622	0.046	SSA	0.976	2.4124	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01
VII	2684	0.047	SSA	0.975	2.4720	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01
VI	2669	0.047	SSA	0.975	2.4582	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01
V	2674	0.047	SSA	0.975	2.4628	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01
IV	2671	0.047	SSA	0.975	2.4600	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01
III	2675	0.047	SSA	0.975	2.4637	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01
II	2672	0.047	SSA	0.975	2.4609	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01
I	2683	0.047	SSA	0.975	2.4711	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01

Ferraillage aux appuis des poutres secondaire (30x35)								
Niv	Mmax (KN,m)	μ	Obs	β	Au (cm ²)	AS min (cm ²)	Ferraillage	A _U adoptée
VIII	9260	0.164	SSA	0.91	9.1378	5.25	3HA14FIL+3T14CHP	9.24
VII	9239	0.163	SSA	0.911	9.1070	5.25	3HA14FIL+3T14CHP	9.24
VI	9229	0.163	SSA	0.911	9.0972	5.25	3HA14FIL+3T14CHP	9.24
V	9224	0.163	SSA	0.911	9.0923	5.25	3HA14FIL+3T14CHP	9.24
IV	9232	0.163	SSA	0.911	9.1001	5.25	3HA14FIL+3T14CHP	9.24
III	9202	0.163	SSA	0.911	9.0706	5.25	3HA14FIL+3T14CHP	9.24
II	9236	0.163	SSA	0.911	9.1041	5.25	3HA14FIL+3T14CHP	9.24
I	9282	0.164	SSA	0.911	9.1494	5.25	3HA14FIL+3T14CHP	9.24

Ferraillage des poutres secondaires

Ferraillage au appuisdes pp (30x35)

Niveaux	Mmax (KN,m)	μ	Obs	β	Au (cm ²)	AS min (cm ²)	Ferraillage	A _U adoptée
VIII	8208	0.145	SSA	0.921	8.0029	5.25	3T16FIL+ 3T14	10.65
VII	10432	0.184	SSA	0.898	10.4319	5.25		10.65
VI	10332	0.183	SSA	0.891	10.4130	5.25		10.65
V	10093	0.178	SSA	0.879	10.3110	5.25		10.65
IV	10450	0.185	SSA	0.882	10.6394	5.25		10.65
III	10297	0.182	SSA	0.885	10.4481	5.25		10.65
II	9673	0.171	SSA	0.905	9.5981	5.25		10.65
I	3783	0.067	SSA	0.966	3.5167	5.25		10.65

Ferraillage au travees s des pp (30x35)

Niveaux	M _{max} (KN,m)	μ	Obs	β	Au (cm ²)	AS min (cm ²)	Ferraillage	A _U adoptée
VIII	4833	0.085	SSA	0.856	5.0701	5.25	3HA14+ 3HA14	9.24
VII	7561	0.134	SSA	0.928	7.3165	5.25		9.24
VI	8265	0.146	SSA	0.918	8.0848	5.25		9.24
V	9261	0.164	SSA	0.905	9.1893	5.25		9.24
IV	9617	0.170	SSA	0.99	8.7232	5.25		9.24
III	9082	0.160	SSA	0.906	9.0017	5.25		9.24
II	8210	0.145	SSA	0.921	8.0049	5.25		9.24
I	4353	0.077	SSA	0.96	4.0718	5.25		9.24

VI-I-8) Vérification du BAEL 91 à l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité

La section minimale des armatures longitudinale est : (BAEL 91)

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

✓ Poutres principales de (30×35) : $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 5,19 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires de (30×35) : $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 5,19 \text{ cm}^2$

D'ou : PP → $A_s = 9,24 > A_{\min} = 5,19 \text{ cm}^2$

PS → $A_s = 8,01 > A_{\min} = 5,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

b) Justification sous sollicitations d'effort tranchant

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise

conventionnellement égale à : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$: $T_u^{\max}$: Effort tranchant max à L'ELU.

✓ Poutres principales : $\tau_u = \frac{11,23 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,113 \text{ MPa}$

✓ Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{3,39 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,034 \text{ MPa}$

1) Vérification de la contrainte tangente du béton (Art 5.1, 211/BAEL 99)

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (la fissuration est peu nuisible)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

✓ Poutres principales : $\tau_u = 0,113 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

✓ Poutres secondaires : $\tau_u = 0,034 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

2) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Au droit d'un appui où existe un moment M la section (A) des armatures inférieures

doit être telle que l'on ait : $A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

Et ces armatures doivent être ancrées au-delà du nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort égal $V_u + \frac{M_u}{0,9d}$.

M_u : étant pris avec son signe, généralement négatif, et V_u effort tranchant à droite de l'appui étant normalement positif, si on a $V_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$

$$✓ \text{ Poutres principales : } 90.48 - \frac{72.28}{0.9 \times 0.33} = -176.11 < 0$$

$$✓ \text{ Poutres secondaires : } 121.75 - \frac{97.78}{0.9 \times 0.33} = -207.47 < 0$$

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \left(\frac{0,9d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

$$✓ \text{ Poutres principales : } T_u = 90.48KN < \bar{T}_u = 0,4 \times \left(\frac{0,9 \times 33 \times 30 \times 2,5}{1,5} \right) = 594KN$$

$$✓ \text{ Poutres secondaires : } T_u = 121.75KN < \bar{T}_u = 0,4 \times \left(\frac{0,9 \times 33 \times 30 \times 2,5}{1,5} \right) = 594KN$$

étant normalement positif, si on a $V_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$

$$✓ \text{ Poutres principales : } 90.48 - \frac{72.28}{0.9 \times 0.33} = -176.11 < 0$$

$$✓ \text{ Poutres secondaires : } 121.75 - \frac{97.78}{0.9 \times 0.33} = -207.47 < 0$$

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \left(\frac{0,9d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

$$✓ \text{ Poutres principales : } T_u = 90.48KN < \bar{T}_u = 0,4 \times \left(\frac{0,9 \times 33 \times 30 \times 2,5}{1,5} \right) = 594KN$$

$$\text{Poutres secondaires : } T_u = 121.75KN < \bar{T}_u = 0,4 \times \left(\frac{0,9 \times 33 \times 30 \times 2,5}{1,5} \right) = 594KN$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence (Art 6.1, 3/BAEL 99)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

U_i : le périmètre des barres.

$\psi_s = 1,5$ pour les aciers à hautes adhérence

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 1,2 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 24,49 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{90,48 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 244,9} = 1,24 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_{se} = 1,24 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \Rightarrow$ Condition vérifiée

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{121,75 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 244,9} = 1,67 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_{se} = 1,67 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \Rightarrow$ Condition vérifiée

d) Calcul de longueur de scellement droits des barres (art A.6.1.23/BAEL 91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,383 \text{ cm}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

- Armatures transversales**

$$\phi \geq \frac{\phi}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm}$$

On prend des $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Nous opterons alors pour un cadre et un étrier.

- Espacement des barres**En zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_l \right\} = \min \{8,75; 16,8\} = 8,75 \text{ cm}$$

$$St = 7 \text{ cm}$$

En zone courante

$$St \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

• Armatures transversales minimales

$$A_{\min} = 0,003 \cdot St \cdot b = 0,003 \cdot 7,30 = 0,63 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$; on prend **(1cadre + 1étrier)**.

VI-I-9) Vérification à L'ELS**a) ELS vis-à-vis de la durabilité de la structure****1) État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} \times y_1$$

Avec :

I_x : Moment quadratique par rapport à l'axe neutre.

$$I_x = \frac{b \times y_1^3}{3} + nA_s'(y_1 - d')^2 + nA_s(d - y_1)^2$$

y_1 : Position de l'axe neutre, donné par l'équation :

$$\frac{b}{2} \times y_1^3 - nA_s'(y_1 - d') - nA_s(d - y_1) = 0$$

Remarque

On peut aussi utiliser la méthode par tableau qui permet d'effectuer avec rapidité et précision le calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s :

✓ On détermine $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

✓ Déduire les valeurs de β_1 et K_1 .

✓ Les contraintes valent alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_u}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Ferraillage au travees s des pp (30x35)								
Niveaux	M _{max} (KN,m)	μ	Obs	β	Au (cm ²)	AS min (cm ²)	Ferraillage	A _U adoptée
VIII	4833	0.085	SSA	0.856	5.0701	5.25	3HA14FIL +3T14CHP	9.24
VII	7561	0.134	SSA	0.928	7.3165	5.25		9.24
VI	8265	0.146	SSA	0.918	8.0848	5.25		9.24
V	9261	0.164	SSA	0.905	9.1893	5.25		9.24
IV	9617	0.170	SSA	0.99	8.7232	5.25		9.24
III	9082	0.160	SSA	0.906	9.0017	5.25		9.24
II	8210	0.145	SSA	0.921	8.0049	5.25		9.24
I	4353	0.077	SSA	0.96	4.0718	5.25		9.24

Ferraillage au appuisdes pp (30x35)								
Niveaux	Mmax (KN,m)	μ	Obs	β	Au (cm ²)	AS min (cm ²)	Ferraillage	A _U adoptée
VIII	8208	0.145	SSA	0.921	8.0029	5.25	3T16FIL+ 3T14CHP	10.65
VII	10432	0.184	SSA	0.898	10.4319	5.25		10.65
VI	10332	0.183	SSA	0.891	10.4130	5.25		10.65
V	10093	0.178	SSA	0.879	10.3110	5.25		10.65
IV	10450	0.185	SSA	0.882	10.6394	5.25		10.65
III	10297	0.182	SSA	0.885	10.4481	5.25		10.65
II	9673	0.171	SSA	0.905	9.5981	5.25		10.65
I	3783	0.067	SSA	0.966	3.5167	5.25		10.65

Ferraillage en travées des PS (30x35)								
Niveaux	M _{max} (KN,cm)	μ	Obs	β	AS (cm ²)	AS min (cm ²)	Ferraillage	A _U adoptée
VIII	2622	0.046	SSA	0.976	2.4124	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01
VII	2684	0.047	SSA	0.975	2.4720	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01
VI	2669	0.047	SSA	0.975	2.4582	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01
V	2674	0.047	SSA	0.975	2.4628	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01
IV	2671	0.047	SSA	0.975	2.4600	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01
III	2675	0.047	SSA	0.975	2.4637	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01
II	2672	0.047	SSA	0.975	2.4609	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01
I	2683	0.047	SSA	0.975	2.4711	5.25	3HA14FIL+3T12CHP	8.01

Ferraillage aux appuis des ps (30x35)								
Niveaux	Mmax (KN,m)	μ	Obs	β	Au (cm ²)	AS min (cm ²)	Ferraillage	A _u adoptée
VIII	9260	0.164	SSA	0.91	9.1378	5.25	3T16FIL+ 3T14CHP	10.65
VII	9239	0.163	SSA	0.911	9.1070	5.25		10.65
VI	9229	0.163	SSA	0.911	9.0972	5.25		10.65
V	9224	0.163	SSA	0.911	9.0923	5.25		10.65
IV	9232	0.163	SSA	0.911	9.1001	5.25		10.65
III	9202	0.163	SSA	0.911	9.0706	5.25		10.65
II	9236	0.163	SSA	0.911	9.1041	5.25		10.65
I	9282	0.164	SSA	0.911	9.1494	5.25		10.65

3) Vérification de la flèche : (Art.B.6.5.2/ BAEL91)

Le calcul des déformations est notamment effectué pour évaluer les flèches des poutres dans le but de fixer des contres flèches à la construction, ou de limiter les déformations en service. 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 :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{A_s \times f_e}{b \times d} < 4.2 \quad 3) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_0 : Moment max isostatiques $q_{max} \frac{l^2}{8}$.

M_t : Moment max à l'ELS à partir du logiciel.

A : Section d'acier tendue adoptée en travée.

L : Portée libre de la poutre.

f_e : limite élastique des aciers.

❖ Vérification des conditions

	1 ^{ère} condition	2 ^{ème} condition	3 ^{ème} condition	Vérifiée
Poutres principales	$\frac{35}{400} = 0.087 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$	$2.92 < 4.2$	$0.087 > 0.0849$	Oui
Poutres secondaires	$\frac{35}{380} = 0.087 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$	$2.92 < 4.2$	$0.087 < 0.091$	Nom

Poutres principales

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2, M_0 = 100.93 \text{ KN.m}, M_t = 96.17 \text{ KN.m.}$$

Poutres secondaires

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2, M_0 = 92.82 \text{ KN.m}, M_t = 26.84 \text{ KN.m.}$$

❖ Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées pour la poutre principale, mais pour la poutre secondaire ils ne sont pas vérifié il faut donc vérifier la flèche.

Calcul de la flèche

On doit vérifier la flèche admissible comme suit : (BAEL99 (Art.6.5.2))

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$\text{Avec : } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} : \text{Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée : } I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

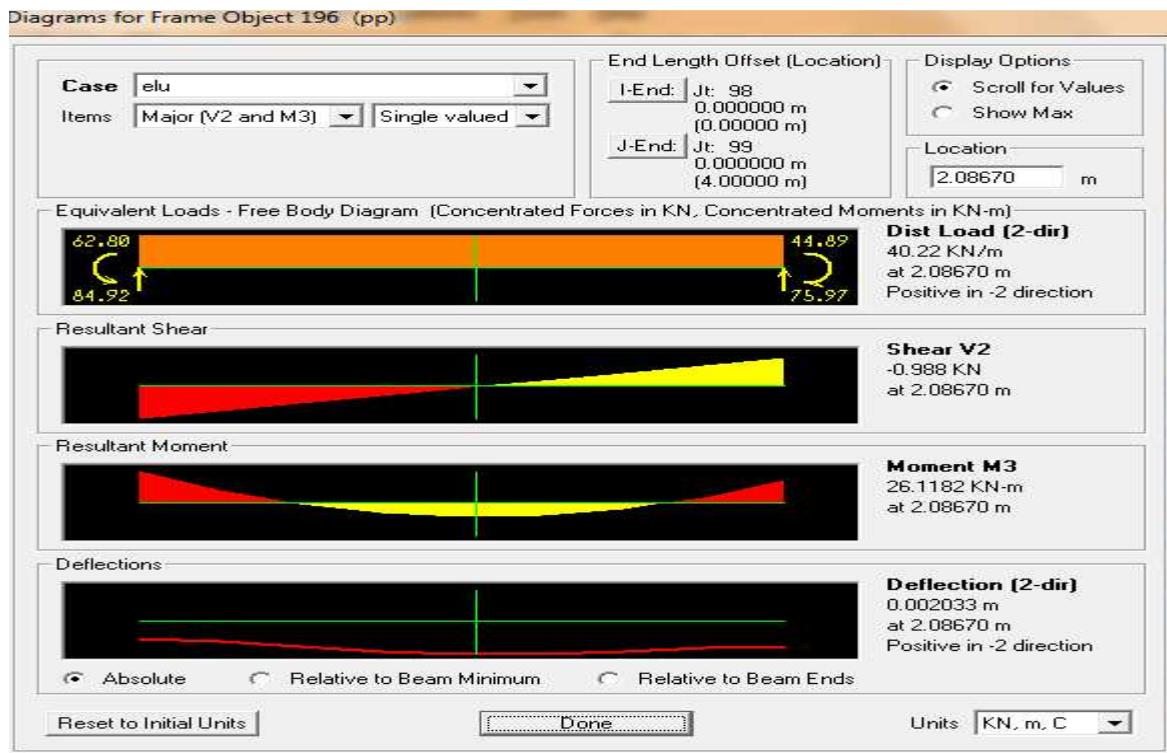
(Pourcentage d'armatures). $\rho = \frac{A}{b.d}$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients : $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$; $\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$

les résultats sont représentés dans la figure ci-après(donner par logiciel sap 2000 V/14)

$f=0.00203M$

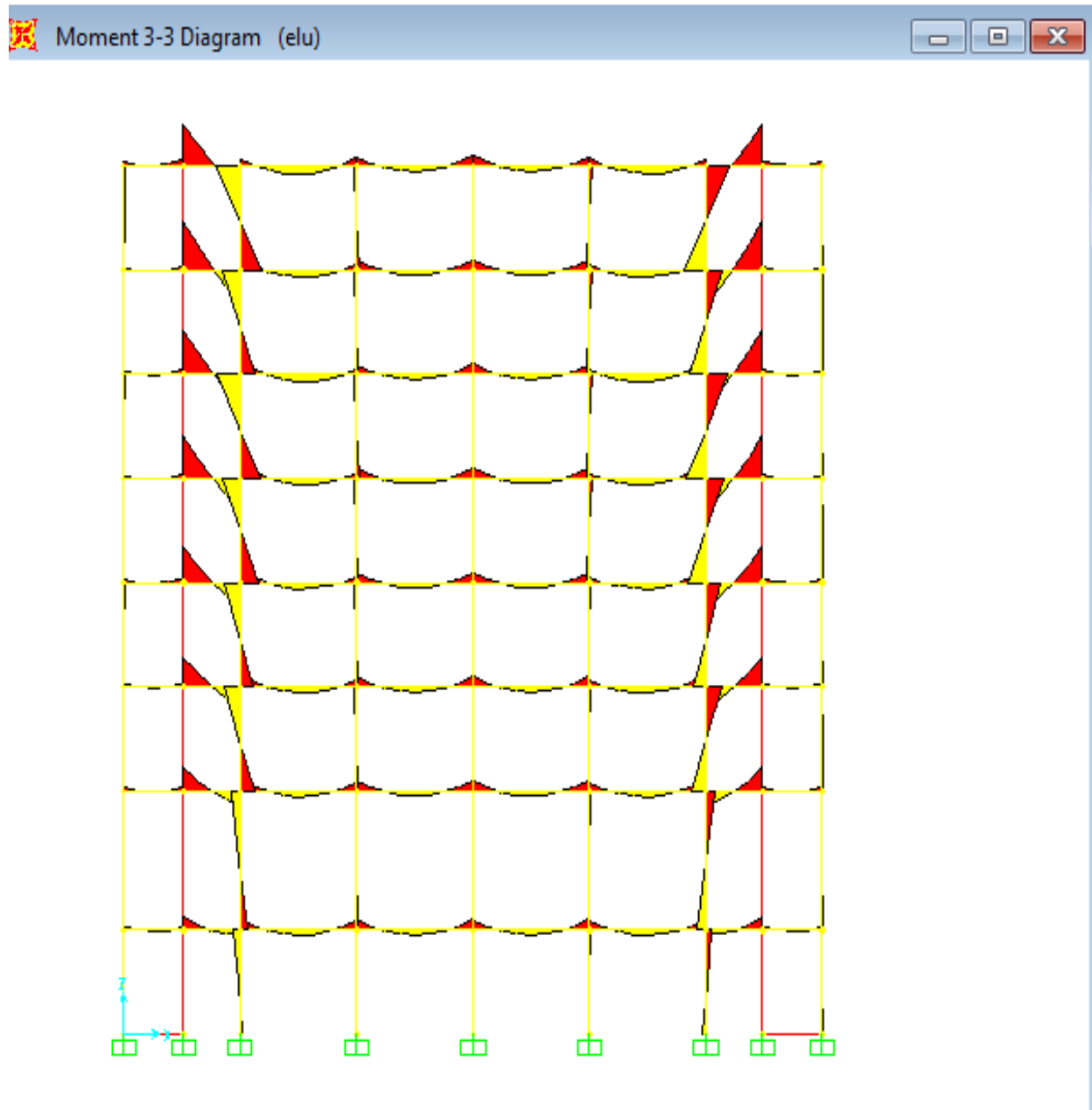


VI-II) Ferraillage des poteaux :

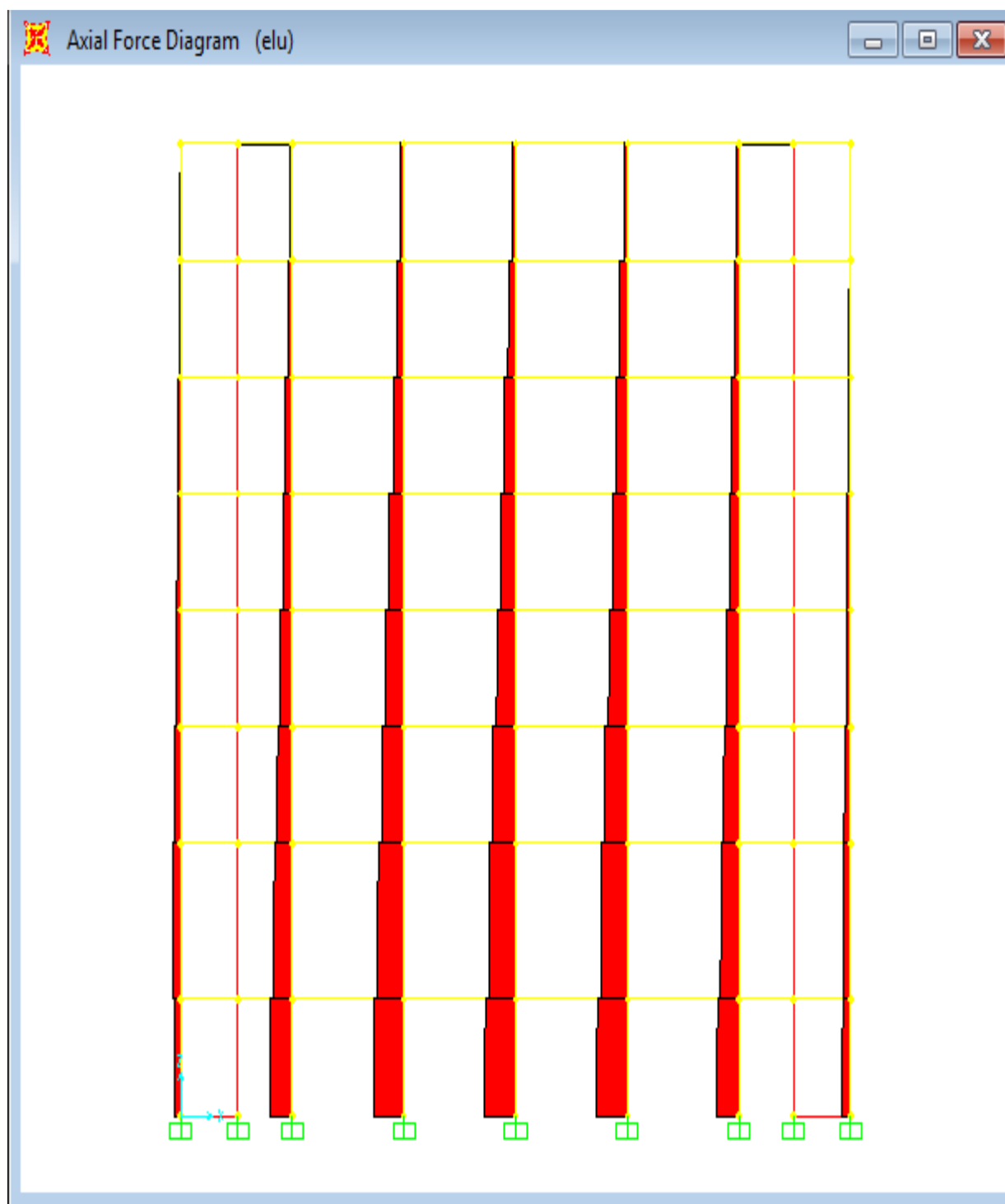
VI-II-1) Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poutres se fera grâce à la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel SAP.

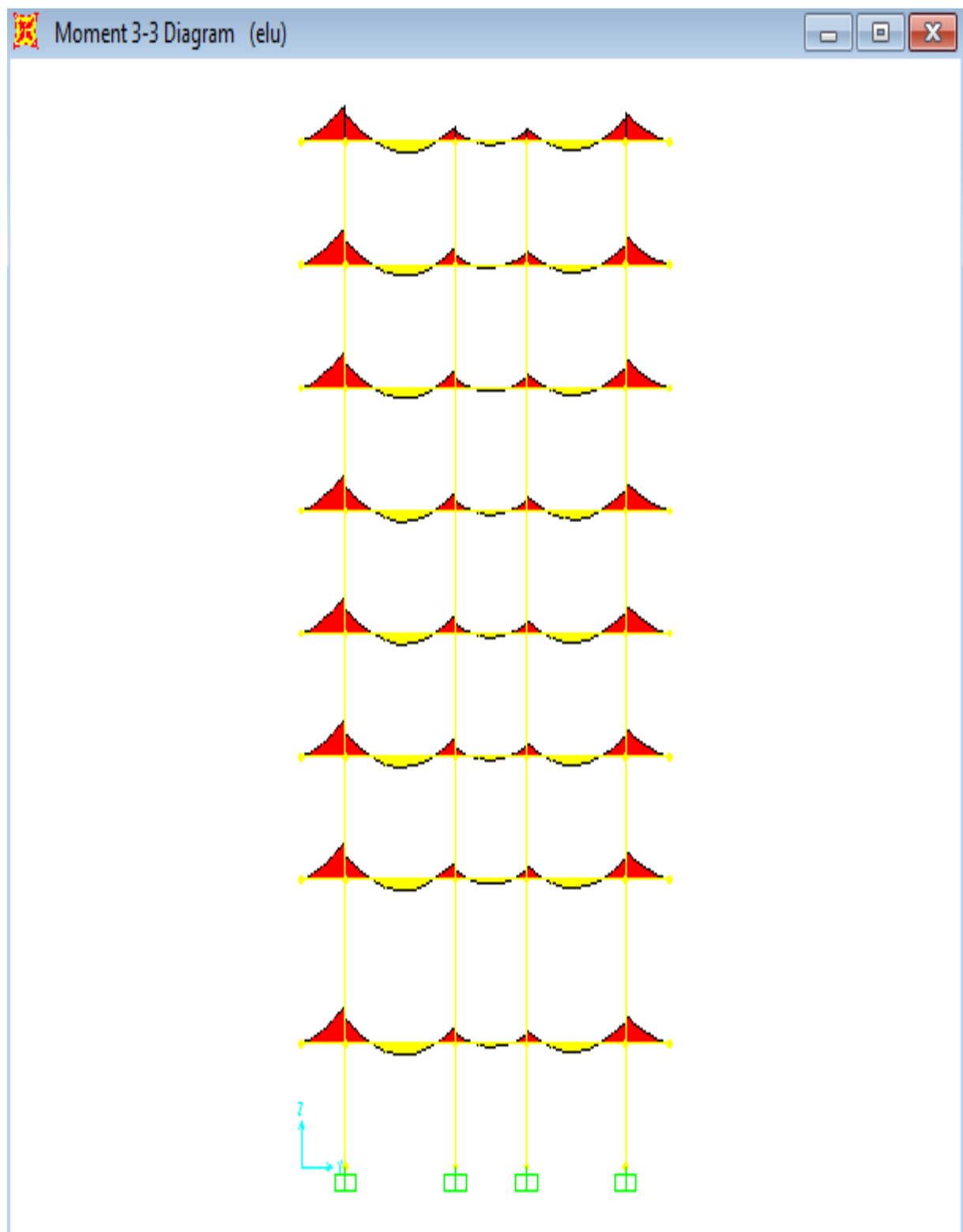
❖ Les résultats sont donnés dans les diagrammes suivants :



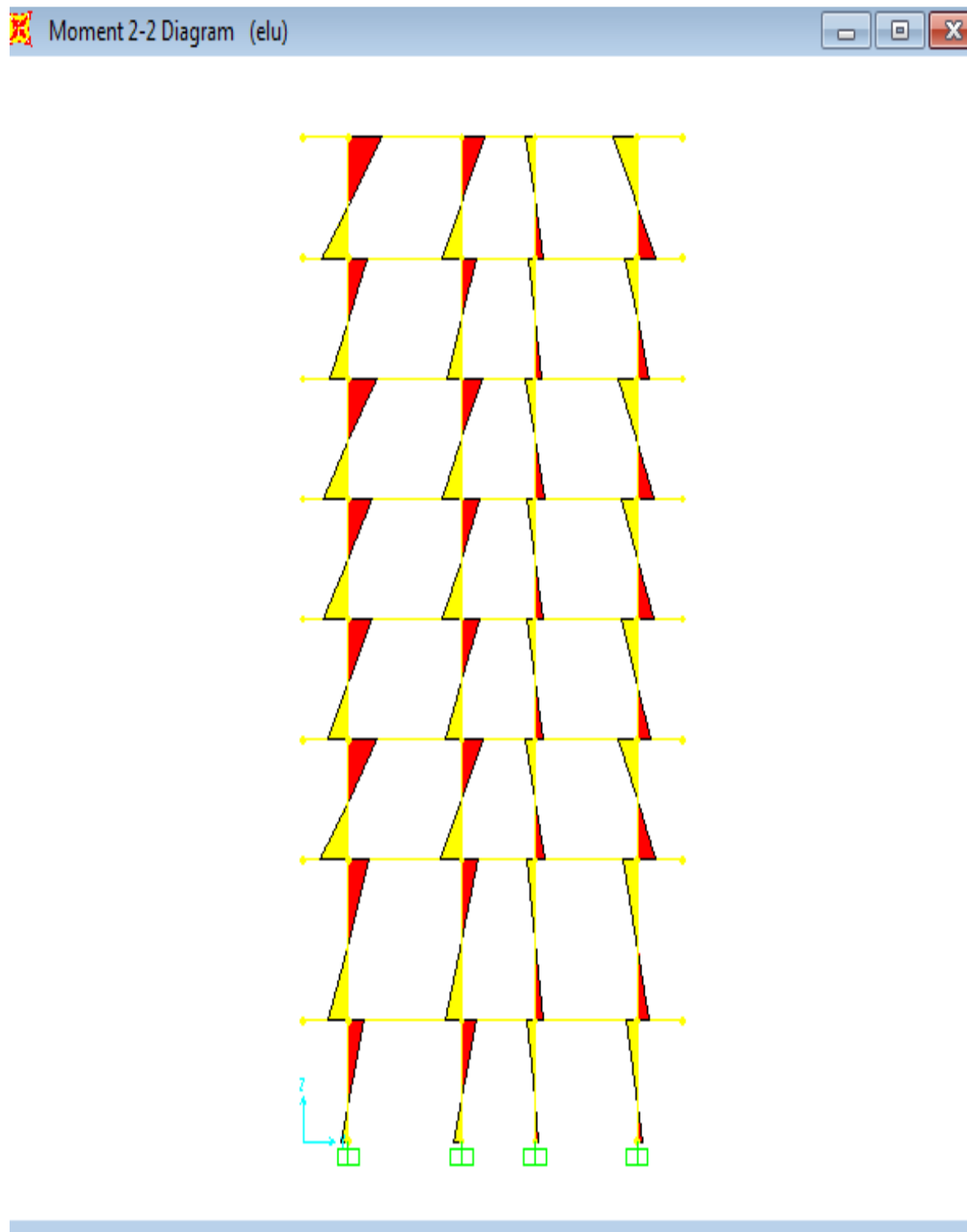
FigVI-II-1- Diagramme des moments M_{33} du portique B à L'ELU



FigVI-II-3- Diagramme des efforts normaux du portique B à l'ELU



FigVI-II-4- Diagramme des moments M_{33} du portique 3 à l'ELU



FigVI-II-5- Diagramme des moments M_{22} du portique 3 à l'ELU

VI-II-2) Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

	γ_s	f_{c28} (Mpa)	f_{bu} (Mpa)	F_e (Mpa)	σ_s (Mpa)
Situation durable	1,15	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1	25	18,48	400	400

Les combinaisons à considérés dans le calcul sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G+Q \pm E \rightarrow$ RPA 99 révisée 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

VI-II-2-1) Recommandation du RPA 2003 :

➤ **Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droite et sans crochet.

-Le pourcentage minimale sera de : 0.80 % de la section du poteau (Zone IIa).

Poteau (40x40) $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteau (45x45) $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$

Poteau (35x35) $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 %(zone IIa)

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 %(zone IIa)

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{cm}^2$$

-Le diamètre minimal est de $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$L = 25 \text{ cm (zone IIa).}$$

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

➤ **Les armatures transversales :**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

1- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} \text{ } 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

2- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}$$

3- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants (Φ cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

4- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\min}$.

➤ **Calcul du ferraillage :**

➤ **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures soumis; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M}{N} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures soumis, soit à un effort de la traction ou à un effort de la compression, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(0.337h - 0.81c') \times b \times h^2 \times f_{bc} \geq N(d - c') - M_f \rightarrow \text{Pour une section rectangulaire.}$$

Avec :

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots \text{Si « N » étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots \text{Si « N » étant un effort de traction.}$$

• **Détermination des armatures :**

▪ **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N \times \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

▪ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si : $\mu_f \leq 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée ($A' = 0$)

▪ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

▪ **Armatures réelles :**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \left\{ \begin{array}{l} (+) \text{ si } N : \text{Effort de traction} \\ (-) \text{ si } N : \text{Effort de compression} \end{array} \right.$$

Si $\mu_f \geq 0,392 \Rightarrow$ Section doublement armée ($A' \neq 0$)

1- Armatures en flexion simple :

$$A'_f = \frac{M_f}{(d - c') \sigma'_{st}}$$

$$A'_f = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_{st}} + A'_f \frac{\sigma'_{st}}{\sigma_{st}}$$

2- Armatures en flexion composée :

$$A' = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

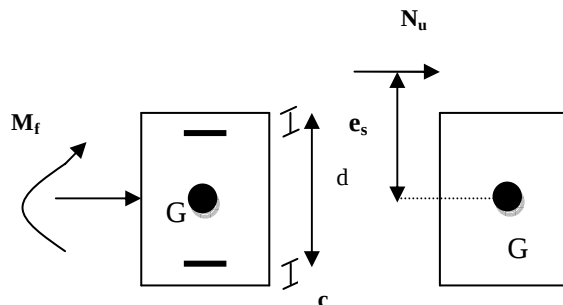


Figure VII-7 : Les moments exerçant sur les poteaux

➤ **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

$$e = \frac{M}{N} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

$$(0,337h - 0,81c') \times b \times h^2 \times f_{bc} < N \times (d - c') - M_f \Rightarrow \text{Pour une section rectangulaire}$$

1^{er} cas :

$$N \times (d - c') - M_f \geq (0,5 \times h - c') \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow \text{Section doublement armée (S.D.A).}$$

$$A_1 = \frac{M_f (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_{st}} \quad (\text{Comprimée})$$

$$A_s = \frac{N - (b \times h \times f_{bc})}{\sigma_{st}} - A_1 \quad (\text{Tendue})$$

Avec :

N_c : Effort normal de compression.

A_1 : Armatures comprimées.

A_s : Armatures tendues

2^{eme} cas :

$$N \times (d - c') - M_f \leq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow \text{Section simplement armée (S.S.A).}$$

$$A_1 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}} ; \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

• **Efforts normaux :**

$N > 0$: traction.

$N < 0$: compression.

➤ **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$A_1 = \frac{N \cdot a}{\sigma_s (d - c')} \quad \text{Avec : } a = \frac{h}{2} - e_u - c$$

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} - A_1$$

• **Compression pure (Centrée) :**

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (\text{Excentricité nulle})$$

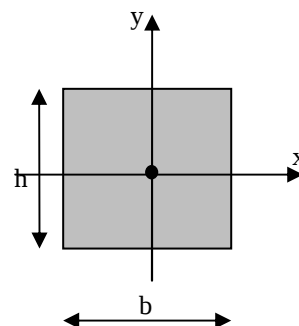
Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme et à l'état limite ultime de résistance.

• **Longueur de flambement :**

l_f : Dépend de la nature des appuis.

$l_f = 0.7 l_0$ (encastrement).

l_0 : Longueur libre.



• Rayon de giration:

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie : $\frac{b \times h^3}{12}$ (plan // au petit côté).

B : Section du poteau : $B = h \times b$

Dans notre cas les poteaux sont carrés ($b = h$) donc :

$$I_x = I_y = \frac{b \times h^3}{12}$$

• Calcul de l'élancement géométrique λ :

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

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{L'état limite de stabilité de forme.}$$

• Calcul des armatures:

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \sigma_s \right)$$

B_r : Représentation de l'aire obtenue en réduisant de la section droite du poteau 1cm de toute sa périphérie.

$$A_s = \max (A_{s1} ; A_{s2})$$

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

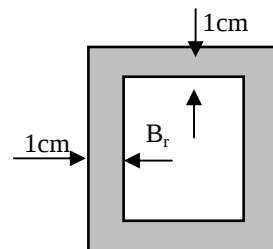


Figure VII-8 : La section étudiée dans le poteau

- 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.

VI-II-2-2) Vérifications à l'ELS :

- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée (SEC).
- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

Avec :

M_{ser} : Moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : L'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow$ Section total homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] ; \quad V_2 = h - V_1$$

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 :

➤ **S.E.C :**

- Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{N}{B_0} + M_G \frac{V_1}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

➤ **S.P.C :**

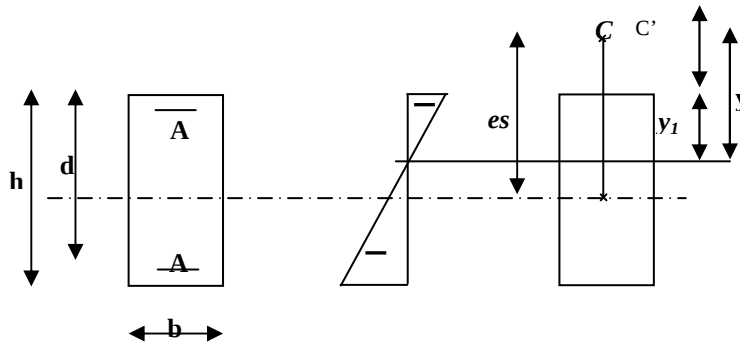
Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} , on détermine la position de l'axe neutre: $y_1 = y_2 + c$
 y_1^2 : est déterminé par l'équation suivante : $y_1^2 = p y_2 + q = 0$

$$y = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90A(d - c)}{b}$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90A(d - c)^2}{b}$$



Avec :

c' : enrobage.

c : Distance du centre de pression c à la fibre le plus comprimée ($c = d - e_a$).

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit :

On calcule : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y'_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) ; \quad y'_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) ; \quad y'_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour y celle qui donne : $0 < y_{ser} < d$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y \times N_{ser}}{I} y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 [A \times (d - Y_{SER}) + A' \times (Y_{er} - c')^2]$$

La section est effectivement partiellement comprimée si : $\sigma_s \geq 0$

Niveau	N _{max} (KN)	M ₂ (KN.m)	M ₃ (KN.m)	Nmin	Mcorr	Mmax (KN)	Ncorre
Sous-sol (45X45)	1659.54	11.56	0.47	88.95	0.89	1212.76	21.75
RDC (40X40)	1173.03	13.28	0.052	0.94	0.94	582.42	20.26
1 ^{ère} étage (35X35)	469.67	12.86	1.328	0.067	0.065	187.89	25.26

3) Les sollicitations dans les poteaux :

Les différentes sollicitations sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

VI-II-3-1) Exemple de calcul :

❖ Sens transversal (Selon le moment M₂) :

Sous-sol (45*45) :

$$N_{\max} = 1659.54 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 11.56 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = 88.95 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 0.89 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 1212.76 \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = 21.75 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = 11.56 / 1659.54 = 0.69$$

$$\text{et : } \frac{h}{2} - c = \frac{45}{2} - 2 = 20.5$$

$$e = 0.69 < \left(\frac{h}{2} - c \right) = 20.5$$

➤ Le calcul de : $(d-c) N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc}$

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

et : $d = h - c = 0.45 - 0.02 = 0.43 \text{ m}$

$$M_f = 11.56 + 1659.54 \left(\frac{h}{2} - c \right) = 351.76$$

$$(d - c) N_u - M_f = (0.43 - 0.02) \times 16569.56 - 351.76 = 328.64 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.337 - 0.81 \times 0.02) \times 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3 = 922.46 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d - c) N_u - M_f = 351.76 < (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 922.46 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$ SEC

➤ Vérification de l'équation suivante:

$$N \times (d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$(0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.5 \times 0.4 - 0.02) \times 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3 = 517.6 \text{ KN.m}$$

$$(d - c) N_u - M_f = (0.43 - 0.02) \times 351.76 - 220,302 = 328.65 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d - c) N_u - M_f = 213,685 \text{ KN.m} < (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = 517.6 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$ SSA

➤ Calcul des armatures:

$$A_1 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{0.3571 \sigma_{st}} \frac{N(d - c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}$$

Avec: $\psi = \frac{0.8571 - \frac{c}{h}}{0.3571 + \frac{1659.54(0.43 - 0.02) - 351.76}{0.4 \times 0.4^2 \times 14.2 \times 10^3}} = 0.75$

$$\psi = \frac{0.8571 - \frac{0.02}{0.4}}{0.3571 + \frac{1659.54(0.43 - 0.02) - 351.76}{0.4 \times 0.4^2 \times 14.2 \times 10^3}} = 0.75$$

$$A_1 \Rightarrow A_1 = -0.014 \text{ cm}^2$$

et : $A_s = 0 \text{ cm}^2$

On suit les mêmes étapes avec le reste des sections.

❖ Sens longitudinal (Selon le moment M_3) :

Sous-sol : (40*40) :

$$N_{\max} = 1659.56 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 0.47 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = 88.95 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 6.68 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 121.75 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = 1.078 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1.078}{1659.56} \times 10^2 = 0.025$$

$$\text{et : } \frac{h}{2} - c = \frac{45}{2} - 2 = 20.5$$

$$e = 0.025 < \left(\frac{h}{2} - c \right) = 20.5$$

➤ Le calcul de : $(d-c) \times N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc}$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\text{et : } d = h - c = 0.45 - 0.02 = 0.43 \text{ m}$$

$$M_f = 1.078 + 1659.56 \left(\frac{h}{2} - c \right) = 340.67$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.43 - 0.02) \times 1659.56 - 340.67 = 339.74 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.337 - 0.81 \times 0.02) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 922.46 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 340.67 < (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 922.46 \text{ KN.m}$$

=> SEC

➤ Vérification de l'équation suivante:

$$N \times (d - c') - M_f \geq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$(0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.5 \times 0.45 - 0.02) \times 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3 = 517.6 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.43 - 0.02) \times 1659.56 - 340.67 = 339.74 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 339.74 \text{ KN.m} < (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = 517.74 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$ SSA

➤ Calcul des armatures:

$$A_1 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec: } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{1659.56(0.43 - 0.02) - 340.67}{0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.4}} = 0.75$$

$$A_1 = \frac{1205.52 - 0.737 \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3}{34.8 \times 10^3} = -0.0145$$

$$\Rightarrow A_1 = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{et : } A_s = 0 \text{ cm}^2$$

On suit les mêmes étapes avec le reste des sections

Remarque :

D'après le calcul des armatures dans les deux sens on a obtenus le résultat suivant :

$A_1 = A_s = 0$ alors on va ferrailler avec la section minimal de RPA

La section du RPA est donnée par la formule suivante : **0.8% x b x h**

Les résultats sont obtenus dans les tableaux suivants :

VI-II-3-2) Poteaux transversaux sens (x-x) :

Ferrailage selon M3

ZONE	bxh	Comb	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	(h/2)-c	OBC	Mf	ψ	μ	β	As(cm2)	Amin(cm2)	Ferrailage	Aadp(cm2)
1	45X45	Nmax	1659.54	0.47	0.00028	0.200	SEC	332.38	0.75	0.288	0.826	0.00	16.2	4T204T16	20.60
		Nmin	880.95	6.68	0.00758	0.200	SEC	182.87	0.60	0.158	0.914	0.00	16.2		
		Mmax	814	76.52	0.09400	0.200	SEC	239.32	0.51	0.207	0.294	0.00	16.2		
2	40X40	Nmax	1173	0.52	0.00044	0.175	SEC	205.80	0.69	0.258	0.848	0.00	11.2	4T16+4T14	14.20
		Nmin	23.99	17.27	0.71988	0.175	SPC	21.47	0.42	0.027	0.986	0.00	11.2		
		Mmax	151.12	74.23	0.49120	0.175	SPC	100.68	0.39	0.126	0.932	0.00	11.2		
3	35X35	Nmax	469	2.47	0.00527	0.150	SEC	72.82	0.54	0.139	0.924	0.00	8.4	8T12	9.04
		Nmin	9.55	0.34	0.03560	0.150	SEC	1.77	0.44	0.003	0.998	0.00	8.4		
		Mmax	57.76	63.91	1.10648	0.150	SPC	72.57	0.38	0.138	0.925	0.00	8.4		

VI-II-3-3) Poteaux longitudinal sens (y-y) :

Ferrailage selon M2

ZONE	bxh	Comb	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	(h/2)-c	OBC	Mf	ψ	μ	β	As(cm2)	Amin(cm2)	Ferrailage	Aadp(cm2)
1	45X45	Nmax	1659.54	11.56	0.00697	0.200	SEC	343.47	0.74	0.298	0.818	0.00	16.2	4+T204T16	20.60
		Nmin	880.95	0.89	0.00101	0.200	SEC	177.08	0.60	0.153	0.916	0.00	16.2		
		Mmax	814	21.76	0.02673	0.200	SEC	184.56	0.57	0.160	0.912	0.00	16.2		
2	40X40	Nmax	1173	0.94	0.00080	0.175	SEC	206.22	0.69	0.258	0.848	0.00	11.2	4T16+4T14	14.20
		Nmin	23.99	13.28	0.55356	0.175	SPC	17.48	0.42	0.022	0.999	0.00	11.2		
		Mmax	151.12	21.16	0.14002	0.175	SPC	47.61	0.44	0.060	0.969	0.00	11.2		
3	35X35	Nmax	469	12.86	0.02742	0.150	SEC	83.21	0.53	0.159	0.914	0.00	8.4	8T12	9.04
		Nmin	9.55	0.65	0.06806	0.150	SEC	2.08	0.43	0.004	0.998	0.00	8.4		
		Mmax	57.76	25.26	0.43733	0.150	SPC	33.92	0.42	0.065	0.873	0.00	8.4		

VI-II-4) Vérification à l'ELU :

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

1- Diamètre des aciers :

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

ϕ_t : Diamètre max des armatures transversales.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

2- Espacement des armatures : (Art7.4.2,2/RPA99) :

-En zone nodale : **(zone IIa)**

$$S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.4, 15\text{cm}) = 14 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante : **(zone IIa)**

$$S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

3- Longueurs de recouvrement : (Art7.5.2.1 RPA/99) :

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad (\text{Zone IIa})$$

4-Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Article :A.6.1.23)

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm.}$$

On prend : $l_s = 50 \text{ cm}$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm.}$$

On prend : $l_s = 60 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2,2/RPA99) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, i = \sqrt{\frac{I}{B}}, l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 3.360 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{3.36}{0.4} = 8.40$$

Avec :

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.
 L_f : longueur de flambement du poteau.

$$\lambda_g = 8.40 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

✓ **En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 45 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art7.4.3,2/RPA 99) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

➤ **Armatures transversales et vérification au cisaillement : (Art7.4.2,2/RPA99)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \left(\frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \right) S_t$$

T_u : efforts tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversal.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Pour le poteau de sous sol : (40x40)

🚧 Zone courante :

• Exemple de calcul :

$$A_t = \left(\frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \right) S_t = \frac{2.5 \times 10,34 \times 10 \times 0.15}{0.4 \times 400} = 0.240 \text{ cm}^2$$

Niv	section	Vu (KN)	λg	ρ _a	h _e (cm)	ρ _b	A _t (m ²)	A _{ad}	S _t	τ _b	τ _{bu}	Ob
6.7	(35x35)	24.79	6.120	2.5	35	0.075	0.664	4HA8=2.01cm ²	Zone courante St=15cm	0.21 5	1.875	verifier
3.4.5	(40x40)	23.36	6.545	2.5	40	0.075	0.548			0.154	1.875	

SS+1.2	(45x45)	10.34	8.40	2.5	45	0.075	0.240			0.068	1.875	
--------	---------	-------	------	-----	----	-------	-------	--	--	-------	-------	--

Zone nodale :

VI-II-5) Vérification à

➤ Etat limite
fissures :

Aucune vérification à
fissuration et non

Niv	section	Vu (KN)	λg	ρ_a	h_e (cm)	ρ_b	A_t (m ²)	A_{ad}	S_t	τ_b	τ_{bu}	Ob
6.7	(35x35)	24.79	6.120	2.5	35	0.075	0.443	4HA8=2.01cm ²	Zone courante St=10cm	0.215	1.875	verifier
3.4.5	(40x40)	23.36	6.545	2.5	40	0.075	0.365			0.154	1.875	
SS+1.2	(45x45)	10.34	8.40	2.5	45	0.075	0.162			0.068	1.875	

l'ELS :

d'ouverture des

effectuer car la
préjudiciable.

Niveau	ELS					
	Sens transversal					
	N_{MAX} (KN)	M_c (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_c (KN)	N_{min} (KN)	M_c (KN.m)
SS+RDC+1	1212	1.4	15.69	878.25	181.88.	8.32
2.3.4	849.45	9.57	1.527	421.58	86.53	0.72
5.6.	340.19	9.27	18.22	135.85	10.81	1.8

Niveau	Sens longitudinal					
	N_{MAX} (KN)	M_c (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_c (KN)	N_{min} (KN)	M_c (KN.m)
SS+RDC+1	1212	2.29	19.97	532.48	181.88.	0.34
2.3.4	849.45	0.038	27.18	244.164	86.53	0.85
5.6.	340.19	0.025	29.7	87.129	10.81	1.46

moment correspondant dans les poteaux à l'ELS.

Tableau VI-II-5-2 : Poteaux longitudinaux :

vérification a l'ELS selon M3

ZONE	bxh	effort	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	h/6	Obs	A _{adp} (cm ²)	S	obc(Mpa)		ost(Mpa)		δbc(Mpa)	δst(Mpa)	obs
										sup	inf	sup	inf			
1	44X45	Nmax	1212	8.32	0.007	0.075	SEC	20.60	2041.2	5.82	5.80	87.18	87.18	15	348	CV
		Nmin	181.88	8.32	0.046	0.075	SEC	20.60	2041.2	1.54	0.76	17.32	17.32	15	348	CV
		Mmax	15.69	878.25	55.975	0.075	SPC	20.60	2041.2	3.71	1.44	38.75	38.75	15	348	CV
2	40X40	Nmax	849.45	9.57	0.011	0.067	SEC	14.20	1585.7	3.70	3.16	51.52	51.52	15	348	CV
		Nmin	86.53	0.72	0.008	0.067	SEC	14.20	1585.7	1.17	0.00	8.06	8.06	15	348	CV
		Mmax	1.527	421.58	276.084	0.067	SPC	14.20	1585.7	4.13	0.00	61.95	61.95	15	348	CV
3	35X35	Nmax	340.19	9.27	0.027	0.058	SEC	12.32	1225.2	2.03	1.52	26.68	26.68	15	348	CV
		Nmin	10.81	1.8	0.167	0.058	SPC	12.32	1225.2	0.52	0.00	7.86	7.86	15	348	CV
		Mmax	18.22	135.85	7.456	0.058	SPC	12.32	1225.2	0.00	0.00	0.00	-9.13	15	348	CV

ation à L'ELS selon M2

C	b	h	effort	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	h/6	Obs	A _{adp} (cm ²)	S	σ _{bc} (Mpa)		σ _{st} (Mpa)		δ _{bc} (Mpa)	δ _{st} (Mpa)	obs
											sup	inf	sup	inf			
40	45	Nmax	1186.45	0.84	0.0007	0.075	SEC	16.08	2041.2	5.86	5.77	87.19	87.18	15	348	CV	
		Nmin	234.98	0.48	0.0020	0.075	SEC	16.08	2041.2	1.18	1.13	17.27	17.32	15	348	CV	
		Mmax	710.6	18.73	0.0264	0.075	SEC	16.08	2041.2	4.49	4.47	52.37	38.75	15	348	CV	
35	40	Nmax	700.644	4.143	0.0059	0.067	SEC	12.32	1585.7	4.77	4.07	66.34	51.52	15	348	CV	
		Nmin	108.61	0.08	0.0007	0.067	SEC	12.32	1585.7	3.69	3.68	10.28	8.06	15	348	CV	
		Mmax	397.18	21.124	0.0532	0.067	SEC	12.32	1585.7	4.30	3.71	37.87	61.95	15	348	CV	
30	35	Nmax	362.61	6.72	0.0185	0.058	SEC	11.68	1225.2	3.88	3.80	4.57	26.68	15	348	CV	
		Nmin	12.65	1.313	0.1038	0.058	SEC	11.68	1225.2	4.28	4.00	4.58	7.86	15	348	CV	
		Mmax	96.87	25.675	0.2650	0.058	SEC	11.68	1225.2	4.31	4.20	12.55	0.00	15	348	CV	

Tableau VI-II-5-3 : Poteaux transversal :

➤ **Condition de non fragilité : (Art .A.4.2 BAEL 91) :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b \times d$$

Introduction :

Les fondations : sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base l'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois....) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

VII-1) Les principaux rôles de la fondation :

- ❖ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ❖ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas **tasser**, et la structure ne doit pas **déplacer**).

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 **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ **Fondations superficielles :**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à **une faible** profondeur. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ **Fondation semi profondes :**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

On peut citer :

Les puits : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

❖ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieure à **5 m**, on distingue :

Les pieux : qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriqués, introduites dans des forages dans le sol.

VII-1-1) Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1.16 \text{ bars}$;
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-1-2) Choix du type de fondation :

Les types de fondations sont choisis essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- Le tassement du sol ;
- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

Dans notre cas nous avons le choix entre les semelles continues et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, en adoptera le type de fondation convenable.

VII-1-3) Dimensionnement de la fondation :

VII-1-3-1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal " N_{ser} " qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 1113.66 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 116 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad B \geq \sqrt{\frac{1113.66}{116}} = 3.09 \text{ m}$$

On opte pour : **A=B= 3.09 m**

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

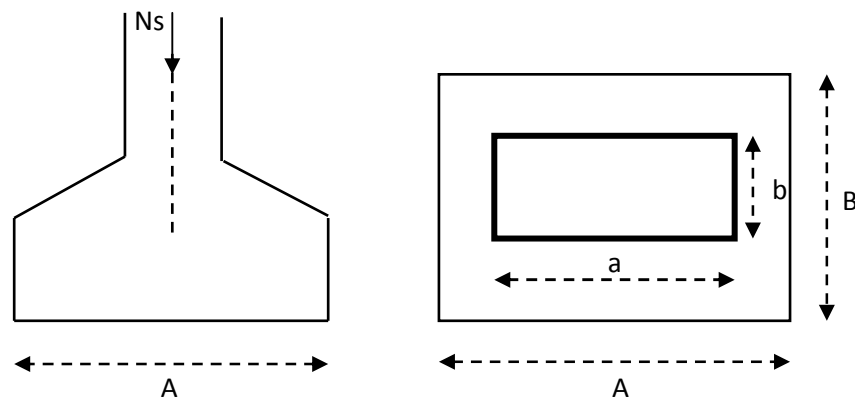


Figure VII-1 : Schéma d'une semelle

VII-1-3-2) Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle sous voile ;

G : Charge permanente à la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré ;

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

➤ Sens transversal :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m ²]
VL1	311.68	4	0.6717	2.68
VL2	306.22	3.6	0.73	2.62
VL3	232.1	2.6	0.76	1.97
SOMME			2.16	7.27



➤ Sens longitudinal :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m ²]
VT1	743.66	1.20	5.34	6.4
VT2	343.68	3.9	0.75	2.92
VT3	290.60	2	1.25	2.5
SOMME			7.34	11.82

Tableau VII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 11.82 + 7.27 \Rightarrow S_v = 19.09 \text{ m}^2.$$

VII-1-3-3) Semelles filantes sous poteaux :**❖ Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

✚ Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Poteau	N _s (KN)	M (KN.m)	e (m)	N _s *e
1	355.71	-0.52	-4.2	-1493.982
2	1113.66	0.0041	-1.1	-1225.026
3	1070.3	-0.0104	1.5	1605.45
4	345.83	-0.0003	3.8	1314.154
Somme	2885.5	-0.5266	0	200.596

Tableau VII-2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

➤ **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{200.59 + 0.52}{2885.5} = 0.07m$$

➤ **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

On a : $e = 0.07 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4.00}{6} = 0.67 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2885.5}{10.6} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.07}{10.6}\right) = 261.43 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2885.5}{10.6} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.07}{10.6}\right) = 283 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2885.5}{10.6} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.07}{10.6}\right) = 277.66 \text{ KN / ml}$$

VII-1-3-4) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{277.66}{116} = 2.39m$$

Donc on opte pour **B = 2.40 m.**

On aura : **S = 2.40 × 10.6 = 25.44 m²**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 25.44 \times 6 = 152.64 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 152.64 + 19.09 = 171.73 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 23.8 \times 10.6 = 252.28 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{171.73}{252.28} = 0.68$$

$$S_t = 171.28 \text{ m}^2 > 50 \% S_{bat} = 126.14 \text{ m}^2$$

Remarque:

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, Ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause de chevauchement des lignes de rupture créée par la pression sous la semelle, et elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bât}} = 252.28\text{m}^2$;
- La surface totale des semelles représente : (100 %).

Conclusion :

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, nous opterons pour un radier général.

VII-2) Etude du radier général :

Le radier général est type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction supportant plusieurs poteaux (ou murs) en plusieurs rangés. Ce type de fondation est choisi lorsque le taux de travail à la base des murs ou des poteaux est nettement supérieur à la contrainte admissible du sol disponible ; donc en présence de sol de très mauvaise qualité et qu'il n'est pas envisagé de fonder sur une couche profonde plus résistante.

Le radier se calcul comme une dalle renversée dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- ❖ Rigide en son plan horizontal ;
- ❖ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- ❖ Facilité de coffrage ;
- ❖ Rapidité d'exécution ;
- ❖ Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII-2-1) Pré dimensionnement du radier :**VII-2-1-1 Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\text{min}} = 25\text{cm}$).

VII-2-1-2) Selon la condition forfaitaire :

- ❖ **Sous voiles :** l'épaisseur du radier est sujette à deux conditions :

- **Condition de vérification de la longueur élastique.**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K_b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\text{max}}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.
Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

K : Coefficient de raideur de sol (ou coefficient de ballast).

$K = 40$ MPa pour un sol moyen.

De la condition précédente nous tirons h .

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.78 \text{ m}$$

➤ **Selon la Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 50 \leq h \leq 80 \dots$$

Avec : $L_{\max} = 4.00 \text{ m}$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique : On adopte pour : **$h_r = 75 \text{ cm}$**

❖ **Sous poteaux :**

➤ **Dalle** : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

On a : $L_{\max}$: portée maximale ; $L_{\max} = 4.00 \text{ m}$

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_d = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Nervures (poutres)** : Elles doivent vérifier :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_n = 60 \text{ cm}$$

$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 24 \leq b \leq 42$; on prend **$b_n = 40 \text{ cm}$** .

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 75\text{cm}$ Hauteur du radier

$h_n = 60\text{cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 25\text{cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 40\text{cm}$ Largeur de la nervure.

VII-2-2) Détermination des efforts:

VII-2-2-1) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 28329.908 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 5878.56 \text{ KN}$

VII-2-2-2) Combinaison d'actions :

❖ **A P'ELU:**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 47063.22 \text{ KN.}$$

❖ **A P'ELS:**

$$N_s = G + Q = 34208.476 \text{ KN.}$$

VII-2-2-3) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{47063.22}{2 \times 116} = 202.85 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{34208.476}{116} = 244.90 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 244.90 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 252.28 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 244.90 \text{ m}^2$$

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{60}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 30 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{deb}} = 40 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{deb}}$

Avec : $S_{deb} = (23.8 + 10.6) \times 2 \times 0.4 + 0.4 \times 0.4 \times 4 = 17.61 \text{ m}^2$

Donc : $S_{rad} = 252.28 + 17.61 = 269.89 \text{ m}^2$

VII-2-3) Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charge permanente : **G = 20250.015 KN**

❖ **Poids de radier :**

G = Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

➤ **Poids de la dalle:**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 269.89 \times 0.25 \times 25$$

$$P_{\text{de la dalle}} = \mathbf{1686.83 \text{ KN}}$$

➤ **Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_r - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$= 0.40 \times (0.75 - 0.25) \times (23.80 \times 4 + 10.6 \times 6) \times 25$$

$$P_{\text{ner}} = \mathbf{794 \text{ KN}}$$

➤ **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - e_{df}) \cdot \rho = (269.89 - 122.35) \times (0.60 - 0.10) \times 17$$

$$P_{\text{TVO}} = \mathbf{1254.09 \text{ KN}}$$

➤ **Poids de la Dalle flottante:**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b = (269.89 - 122.35) \times 0.1 \times 25$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = \mathbf{368.85 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{\text{Donc : } G_{\text{rad}} = 4103.77 \text{ KN}}$$

❖ **Surcharges d'exploitations:**

Surcharge de bâtiment : Q = 5878.56 KN

Surcharge du radier : Q = 1.5 × 269.89 = 442.35 KN

❖ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bât}} = 4103 + 20250.015 = 25257.77 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bât}} = 442.35 + 5878.56 = 6320.91 \text{ KN}$$

VII-2-4) Combinaison d'actions:➤ **Etat Limite Ultime :**

$$N_{u \text{ total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 43579.35 \text{ KN.}$$

➤ **Etat Limite de Service :**

$$N_{s \text{ total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 31578.68 \text{ KN.}$$

VII-2-5) Vérifications :**VII-2-5-1) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 25 = 22.50 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{43579.35 \times 1}{294.90} \times \frac{4.00}{2} = 295.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{295.55 \times 1000}{1000 \times 22.50} = 1.13 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII-2-5-2) Vérification de la stabilité du radier :❖ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11.9 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5.3 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

❖ **Moments d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} \quad ; \quad I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$$

$$I_{xx} = 2362.18 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 11908.45 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales ;
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure.

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_M = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \times \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

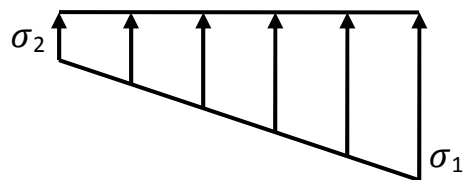


Figure VII-2 : Diagramme des contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

❖ **Sens longitudinal :**

A partir le logiciel sap on tire M_{0x} et T_{0x}

➤ **A ELU :**

$$M_{0x} = 35377.61 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0x} = 1537.23 \text{ KN}$$

$$M_x = 35377.7 + 1537.23 \times 0.75 = 36530.53 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G = \frac{43579.35}{294.90} + \frac{36530.53}{11908.45} \times 11.9 = 184.28 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G = \frac{43579.35}{294.90} - \frac{36530.53}{11908.45} \times 11.9 = 111.27 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 184.28 + 111.27}{4} = 166.029 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 166.02 \text{ KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 116 = 232 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G = \frac{31578.68}{294.90} + \frac{36530.53}{11908.45} \times 11.9 = 130 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G = \frac{31578.68}{294.90} - \frac{36530.53}{11908.45} \times 11.9 = 70.58 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 143.58 + 70.58}{4} = 115.14 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 115.14 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 116 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens transversal :**

A partir de logiciel SAP on tire M_{0y} et T_{0y}

➤ **A ELU :**

$$M_{0y} = 28360.8 \text{ KN.m} ; \quad T_{0y} = 1901 \text{ KN}$$

$$M_y = 28360.8 + 1901 \times 0.75 = 29786.55 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{43579.35}{294.90} + \frac{29786.55}{23621.8} \times 5.3 = 154.45 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{43579.35}{294.90} - \frac{29786.55}{23621.8} \times 5.3 = 141.09 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 165.05 + 119.46}{4} = 153.55 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 151.11 \text{ KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 116 = 232 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ A ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{31578.68}{294.90} + \frac{29786.55}{23621.8} \times 5.3 = 113.76 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{31578.68}{294.90} - \frac{29786.55}{23621.8} \times 5.3 = 100 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 126.25 + 80.66}{4} = 114.85 \text{ KN / m}^2$$

$\sigma_m = 109.85 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 116 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

VII-2-5-3) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL 91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité ;

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier ;

h : Hauteur de la nervure ;

a : Épaisseur du voile ou du poteau ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

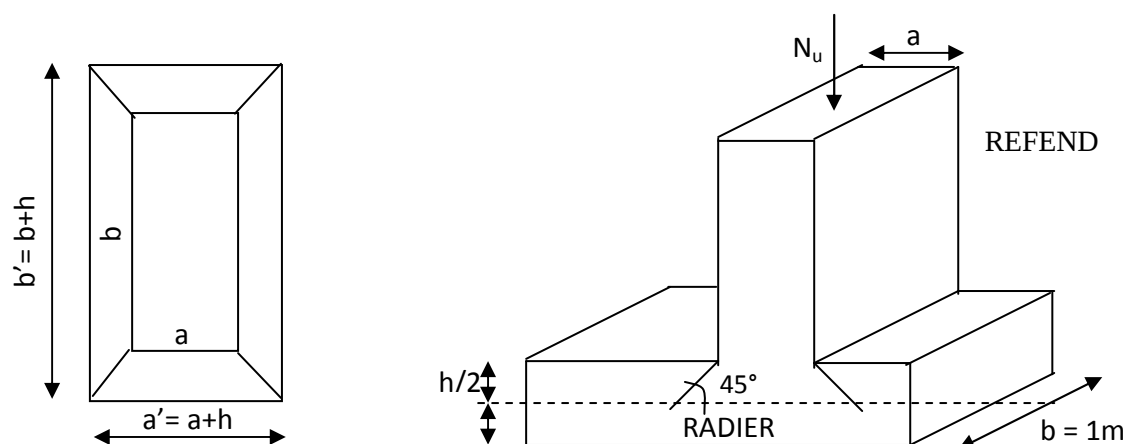


Figure VII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

❖ Calcul du Périmètre utile μ_c :

➤ Les Poteaux:

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.40 + 0.40 + (2 \times 0.75)) = 4.6 \text{ m} ;$$

➤ Les Voiles:

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.2 + 1 + (2 \times 0.75)) = 5.4 \text{ m} ;$$

❖ Vérification pour les poteaux :

Avec : $N_u = 1659.57 \text{ KN}$

$$N_u = 1659.57 < \frac{(0.045 \times 4.6 \times 0.75 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 2587.50 \text{ KN}$$

❖ Vérification pour les voiles :

Avec : $N_u = 1473.67 \text{ KN}$

$$N_u = 1473.67 \text{ KN} < \frac{(0.045 \times 5.4 \times 0.75 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 3037.50 \text{ KN}$$

VII-2-6) Ferrailage du radier:

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91.

VII-2-6-1) Ferrailage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastrée sur quatre cotés, on distingue deux cas :

1^{er} Cas :

$\rho_x < 0.4 \Rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{ème} Cas :

$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ ($l_x < l_y$)

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VII-2-6-2) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.9}{4} = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.888 \end{cases}$$

$0.4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

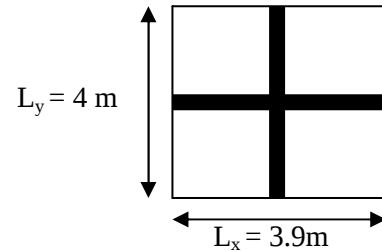


Figure VII-4 : Entre axes du panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_m^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

➤ **La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}} = 166.02 \text{ KN/m}^2$$

➤ **La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}} = 115.14 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELU : $q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (166.02 - \frac{5007.62}{294.90}) \times 1 \text{ ml} = 149 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (115.14 - \frac{5007.62}{294.90}) \times 1 \text{ ml} = 98.10 \text{ KN/ml}$

VII-1-10-3) Calcul des armatures à l'ELU :**❖ Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.041 \times 149 \times 3.9^2 = 92.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} = 0.888 \times 92.91 = 82.51 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{app} \begin{cases} 0.3M_x & \text{Pour un appui de rive.} \\ 0.5M_x & \text{Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{travée} \begin{cases} 0.85M_x & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0.85M_x & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

➤ Moments aux appuis intermédiaires:

$$M_{ax} = (-0.5) \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0.5) \times 92.91 \Rightarrow M_{ax} = 46.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = (-0.5) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0.5) \times 82.51 \Rightarrow M_{ay} = 41.25 \text{ KN.m}$$

➤ Moments aux appuis de rives:

$$M_{ax} = (-0.3) \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0.3) \times 92.91 \Rightarrow M_{ax} = 27.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = (-0.3) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0.3) \times 82.51 \Rightarrow M_{ay} = 24.75 \text{ KN.m}$$

➤ Moments en travée :

$$M_{tx} = (0.85) \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0.85) \times 92.91 \Rightarrow M_{tx} = 78.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0.85) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0.85) \times 82.51 \Rightarrow M_{ty} = 70.13 \text{ KN.m}$$

VII-2-7) Ferrailage suivant X-X :**❖ Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46.45 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.06 < 0.392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{46.45 \times 10^2}{0.967 \times 22.5 \times 34.8} = 6.13 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6.78 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

❖ Aux appuis de rives:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27.87 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.040 < 0.392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{27.87 \times 10^2}{0.980 \times 22.5 \times 34.8} = 3.63 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{78.97 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.109 < 0.392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{78.97 \times 10^2}{0.942 \times 22.5 \times 34.8} = 10.70 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA14 = 10.77 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm

❖ Calcul de la section minimale :

$$A_{min} \geq b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \times \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right) \text{ Avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour HA } f_e \text{ E } 400$$

$$A_{min} \geq 100 \times 25 \times \frac{0.0008}{2} \times \left(3 - \frac{3.9}{4}\right) = 2.025 \text{ cm}^2$$

VII-2-8) Ferrailage suivant y-y :❖ **Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41.25 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.057 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{41.25 \times 10^2}{0.970 \times 22.5 \times 34.8} = 5.43 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6.15 cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

❖ **Aux appuis de rives:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24.75 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.033 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{24.75 \times 10^2}{0.983 \times 22.5 \times 34.8} = 3.21 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6.15 cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

❖ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70.13 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.097 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{70.13 \times 10^2}{0.948 \times 22.5 \times 34.8} = 9.44 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA14 = 10.77 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

❖ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}$$

❖ **Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle :**

	Sens de la grande portée	Sens de la petite portée
Aux appuis intermédiaires	4 HA14	4HA14
Aux appuis de rives	4 HA14	4 HA14
En travée	7 HA14	7 HA14

Tableau VII-3 : Les sections adoptées pour le ferrailage de la dalle.

VII-2-9) Vérification à l'état limite ultime :

❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$❖ A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22.5 \times 2.1}{400}$$

$$❖ A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Sens de la petite portée :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 25 = 75\text{cm}; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

➤ **Sens de la grande portée:**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 25 = 100\text{cm}; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

VII-2-10) Vérifications l'état limite de service :

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\text{Avec : } M_{sx} = 1.874 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{sy} = 5.078 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } M_{s\max} = \max (M_{sx} ; M_{sy}) = 5.078 \text{ KN.m}$$

$$M_{u\max} = 7.06 \text{ KN.m}$$

➤ Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_{sa} = (-0.5) \times M_{s \max}$$

➤ Moments aux appuis de rives :

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{s \max}$$

➤ Moments en travée :

$$M_{st} = (0.85) \times M_{s \max}$$

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

❖ Tableau récapitulatif des moments :

	M_s (KN.m)	μ	α	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Aux appuis intermédiaires	2.539	0.006	0.0075	1.39	0.45	Vérifiée
Aux appuis de rives	1.523	0.003	0.0037	1.39	0.45	Vérifiée
En travée	4.316	0.009	0.0011	1.39	0.45	Vérifiée

❖ Remarque :

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

VII-3) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur.

VII-3-1) Sollicitation de calcul :❖ A L'ELU : $q_u = 149 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{149 \times 0.40^2}{2} = 11.92 \text{ KN.m}$$

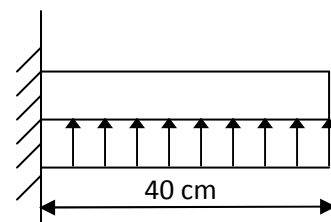


Figure VII-5 : Schéma statique du débord.

❖ **A L'ELS : $q_s = 98.10 \text{ KN/ml}$**

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{98.10 \times 0.40^2}{2} = 7.84 \text{ KN.m}$$

VII-3-2) Calcul des armatures :

❖ **Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 22.5 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.92 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.016 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.019 \Rightarrow \beta_u = 0.993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{11.92 \times 10^2}{0.993 \times 22.5 \times 34.8} = 1.53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 3\text{HA}12/\text{ml} = 3.39 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

VII-3-3) Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22.5 \times 2.1}{400} = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VII-3-4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.92}{7.61} = 1.56$$

$$\mu = 0.011 \Rightarrow \alpha = 0.0151$$

$$\alpha = 0.0151 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.56 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.53 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Remarque :**

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

VII-4) Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **SAP**

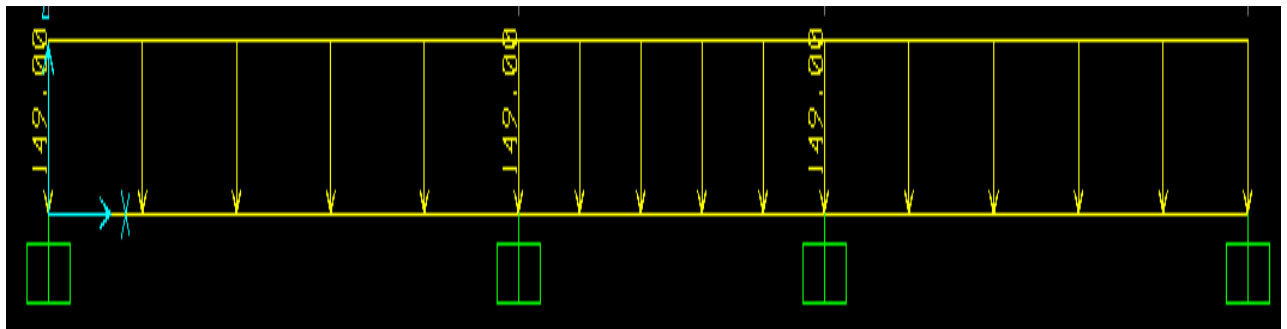
❖ **Sens transversal (Y-Y) :**

Figure VII-6 : Le chargement à ELU en KN.

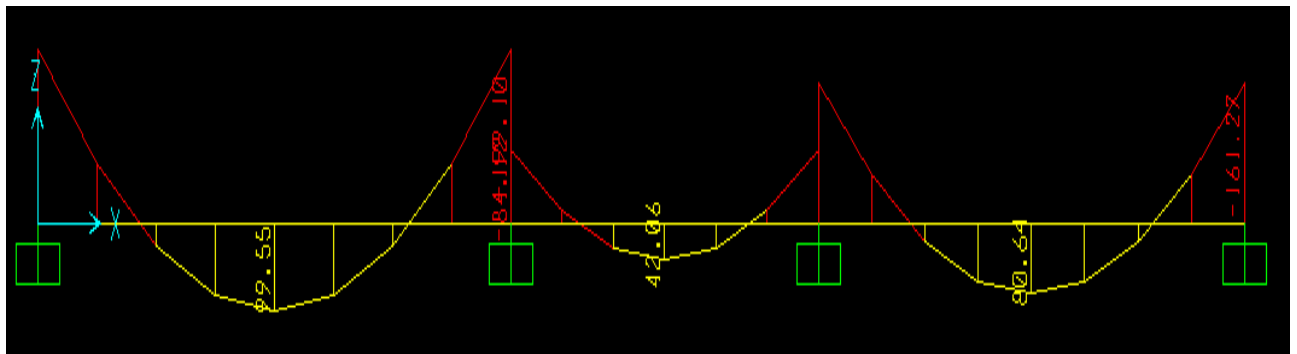


Figure VII-7 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m.

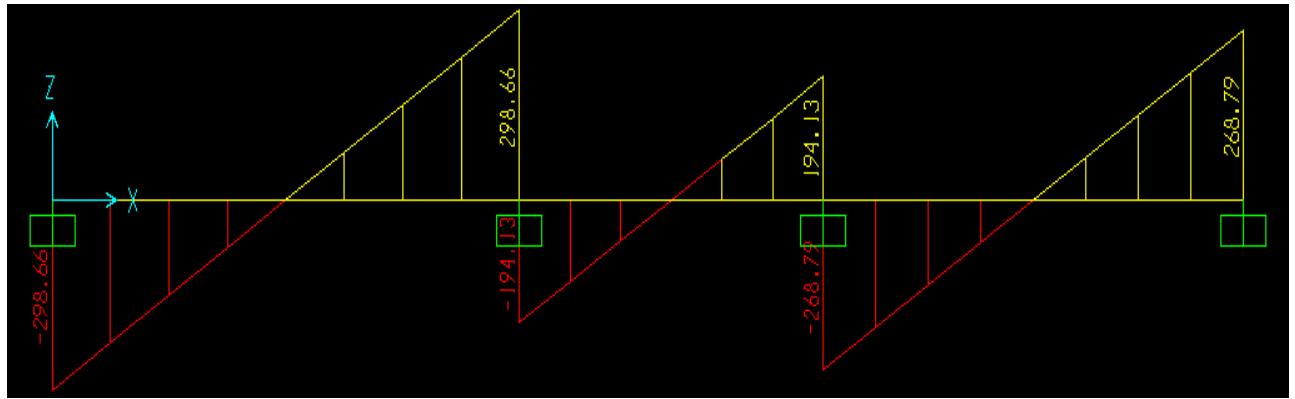


Figure VII-8 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN.

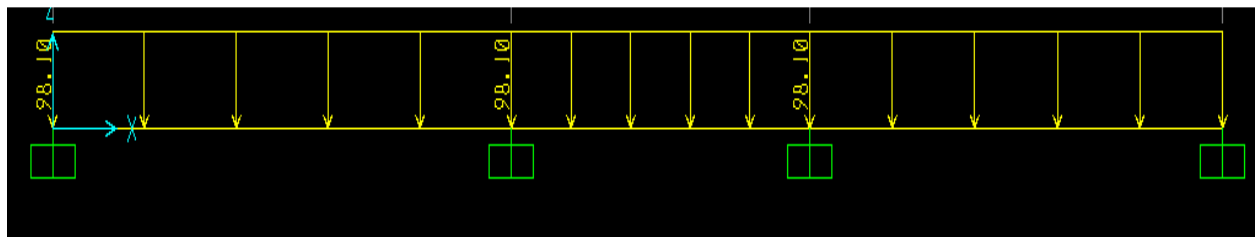


Figure VII-9 : Le chargement à ELS en KN.

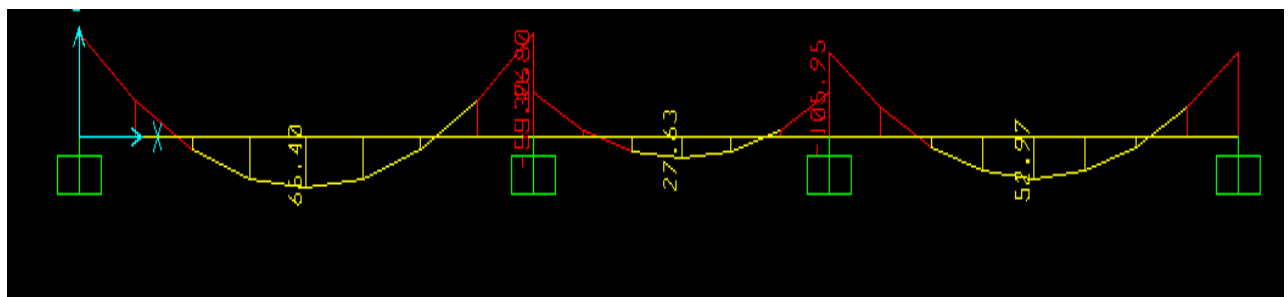


Figure VII-10 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m.

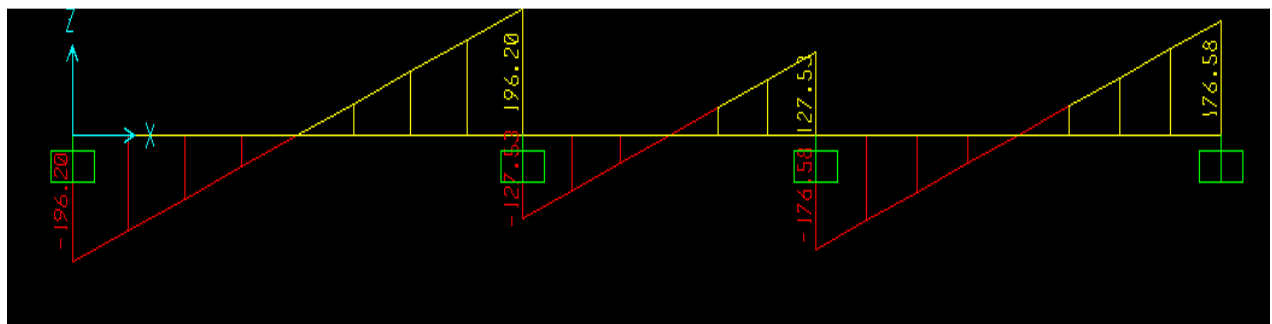


Figure VII-11 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

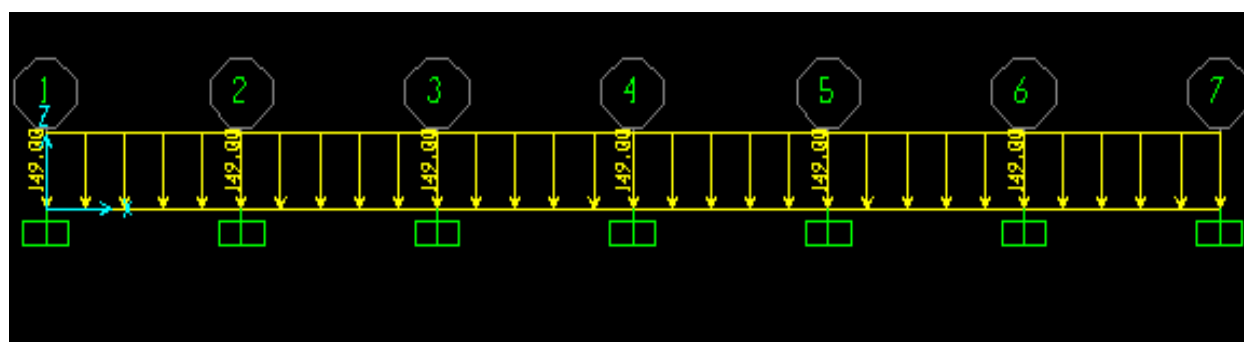
❖ Sens longitudinal (X-X) :

Figure VII-12 : Le chargement à ELU en KN

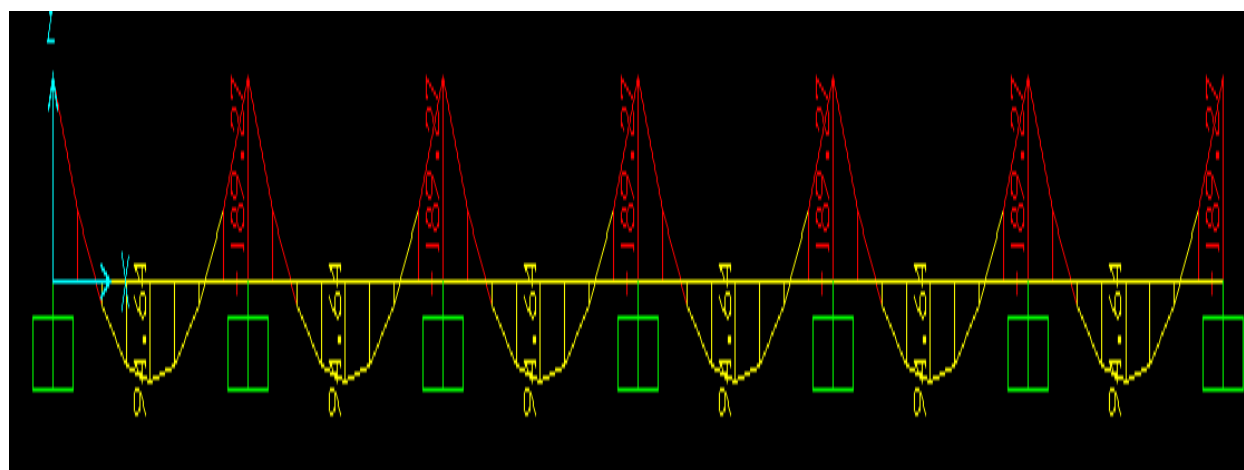


Figure VII-13 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

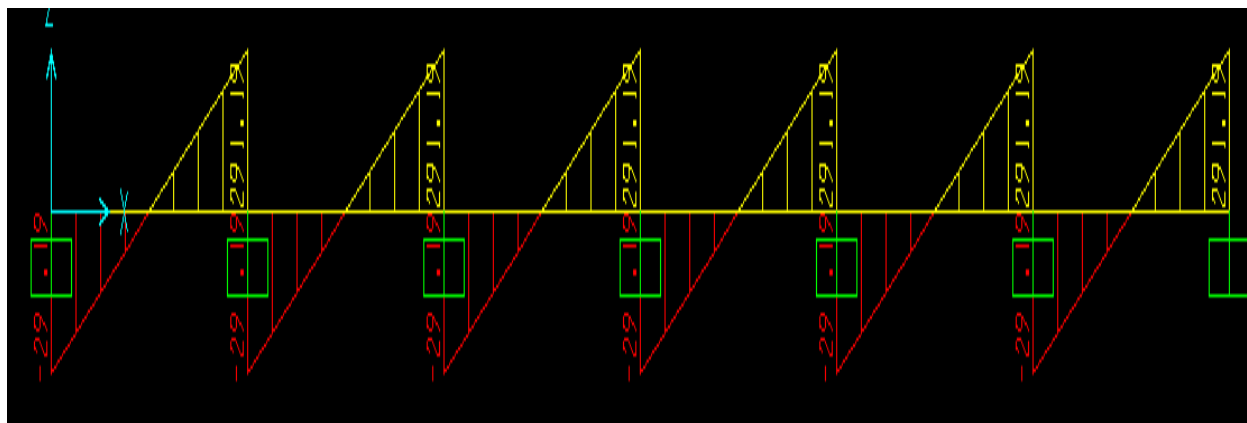


Figure VII-14 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN.

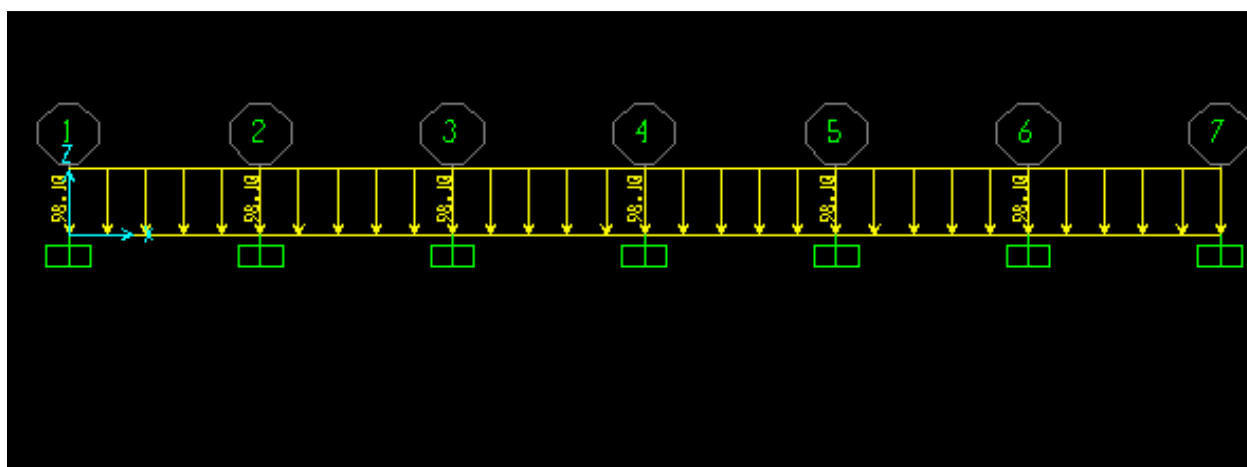


Figure VII-15 : Le chargement à ELS en KN.

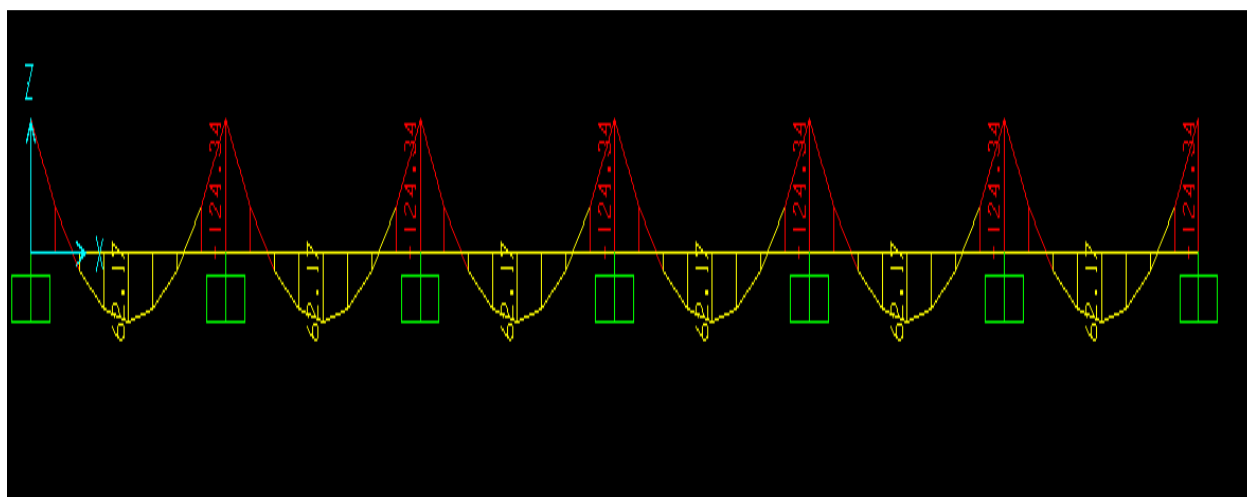


Figure VII-16 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m.

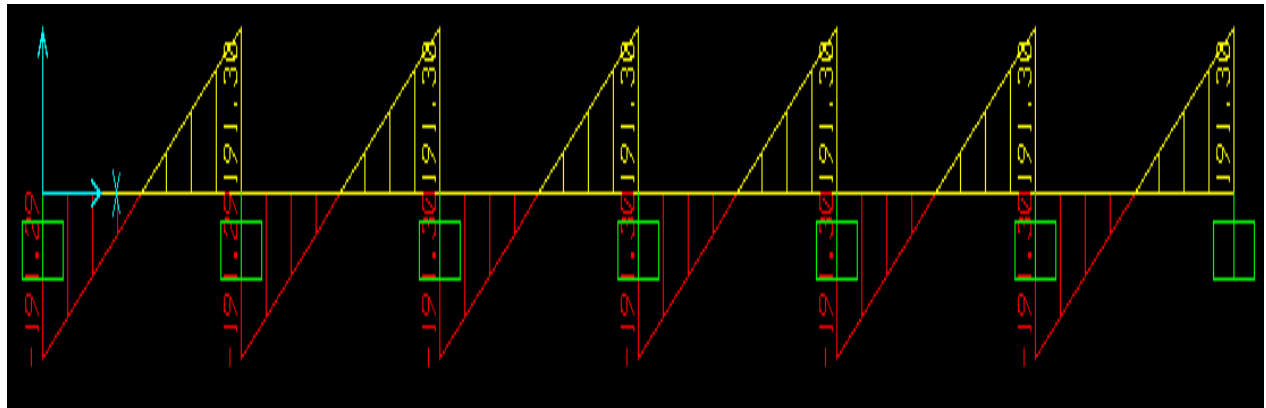


Figure VII-17 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens transversal	Sens longitudinal
$M_{tu \max} = 99.55 \text{ KN.m}$	$M_{tu \max} = 94.64 \text{ KN.m}$
$M_{au \max} = 161.27 \text{ KN.m}$	$M_{au \max} = 189.27 \text{ KN.m}$
$M_{ts \max} = 66.40 \text{ KN.m}$	$M_{ts \max} = 62.17 \text{ KN.m}$
$M_{as \max} = 106.95 \text{ KN.m}$	$M_{as \max} = 124.34 \text{ KN.m}$
$T_{u \max} = 268.79 \text{ KN}$	$T_{u \max} = 291.19 \text{ KN}$

VII-4-1) Calcul du ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 40 \text{ cm} \quad d = 73 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 34.8 \text{ MPa}$$

		M KN.m	μ	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_{adop} (Cm ²)
Sens longitudinal	Appui	189.27	0.053	0.972	6.55	15.75	6HA20	18.85
	Travée	124.34	0.036	0.982	4.43	15.75	6HA20	18.85
Sens transversal	Appui	161.27	0.072	0.963	8.85	15.75	6HA20	18.85
	Travée	99.55	0.058	0.970	7.08	15.75	6HA20	18.85

VII-4-2) Vérification à l'état limite ultime :

❖ Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 3.52 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieures à la condition minimale.

❖ **Armatures transversales :**

❖ **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \theta_1, \frac{b}{10}\right) = \min(21.43, 16, 40) \text{ mm}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

❖ **Espacement des armatures :**

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 37.5 \text{ cm.}$$

Soit: $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1\right\} = \min\left\{\frac{75}{4} ; 12 \times 2\right\} = \min\{18.75 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}\} = 18.75 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.40 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 331.64 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{331.64 \times 10^3}{400 \times 730} = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII-4-3) Vérification à l'ELS :

Il faut vérifiée que :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

		M_u KN.m	M_s KN.m	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	μ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens longitudinal	Appui	189.27	124.34	1.52	0.053	0.068	0.44	Vérifiée
	Travée	94.64	62.17	1.52	0.036	0.046	0.44	Vérifiée
Sens transversal	Appui	161.27	106.95	1.52	0.072	0.093	0.44	Vérifiée
	Travée	99.55	66.40	1.52	0.058	0.075	0.44	Vérifiée

Remarque :

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

VIII) Introduction

Les murs de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place. Dans notre projet un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussées des terres.

VIII-1) Pré dimensionnement du mur plaque

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues.

D'après l'article (7.7 RPA99 version 2003) l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm.

On opte pour une épaisseur de 25cm.

VIII-2) Méthode de calcul

Le mur sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle (débord) et doublement appuyée au plancher de sous-sol.

Un joint de 2,5 cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

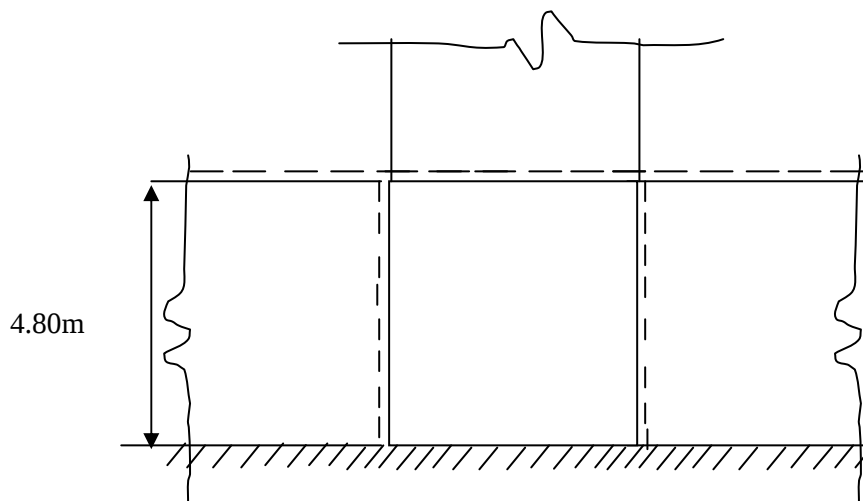


Figure VIII.1: Coupe du mur plaque

VIII-2- 1) Pré dimensionnement du mur plaque

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2)** pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 25cm.

1- Prescriptions du RPA99/version 2003 Article 10.4.3

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot k_{ad} \cdot [1 \pm k_v] \cdot \gamma \cdot H^2$, appliquée horizontalement à $\frac{H}{2}$ au dessus de la base de la semelle du mur.

Avec :

k_{ad} : Coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol du remblai.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad} .

$$\theta = \arctg \frac{K_h}{(1 \pm K_v)}$$

$K_h = A$: Coefficient d'accélération de zone (**Art 10.4.2**)

$K_v = k_v \pm 0,3.k_h$: Contrainte verticale (**Art 10.4.2**)

2- Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 22 \text{ KN / m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- Surcharges éventuelles : $q = 10 \text{ KN/m}^2$
- Contrainte du sol : 1.16 bars

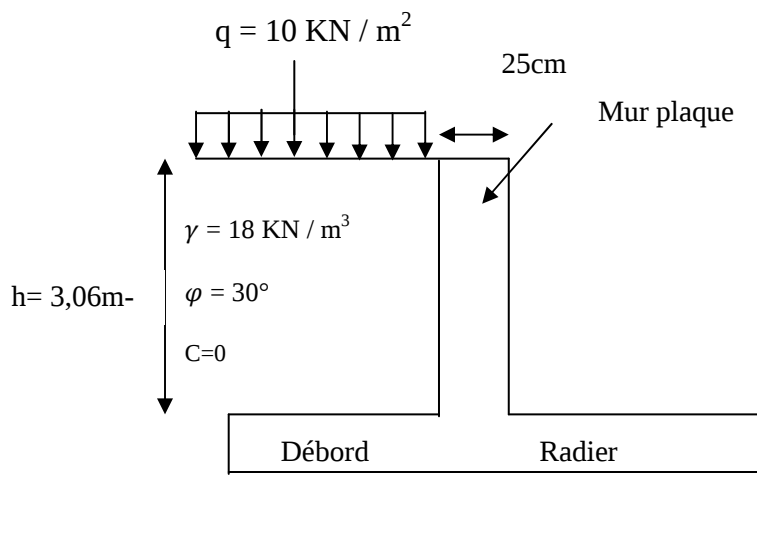


Figure VIII.2 : Caractéristiques du sol.

3- Détermination des sollicitations (méthode de Rankine)

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = k_0 \cdot \sigma_v$$

$$k_0 = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,27$$

avec :

K_0 : Coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne.

➤ ELU

$$\sigma_H = k_0 \times \sigma_v = k_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h=0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,27 \times 1,5 \times 10 = 4,05 \text{ kN/m}^2$$

$$h=3,06 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 0,27 \times (1,35 \times 22 \times 3,06 + 1,5 \times 10) = 28,58 \text{ kN/m}^2$$

➤ ELS

$$\sigma_H = k_0 \times \sigma_v = k_0 (\gamma \times h + q)$$

$$h=0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,27 \times 10 = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

$$h=3,06 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 0,27 \times (22 \times 3,06 + 10) = 20,87 \text{ kN/m}^2$$

➤ Calcul dynamique

$$\sigma_H = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$k_h = A = 0,15$: Coefficient d'accélération de zone (Art 10.4.2)

$$k_v = \pm 0,3 \quad k_h = 0,045$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2} = 0,36$$

$$\theta = \arctg \frac{K_h}{(1 \pm K_v)} = 8,17^\circ$$

$$\beta = 0$$

$$\sigma_H = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v = \sigma_H = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \gamma \times h = 8,28 \times h$$

$$h=0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_H = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h=3,06 \text{ m} \longrightarrow \sigma_H = 25,32 \text{ kN/m}^2$$

4- Diagrammes des contraintes

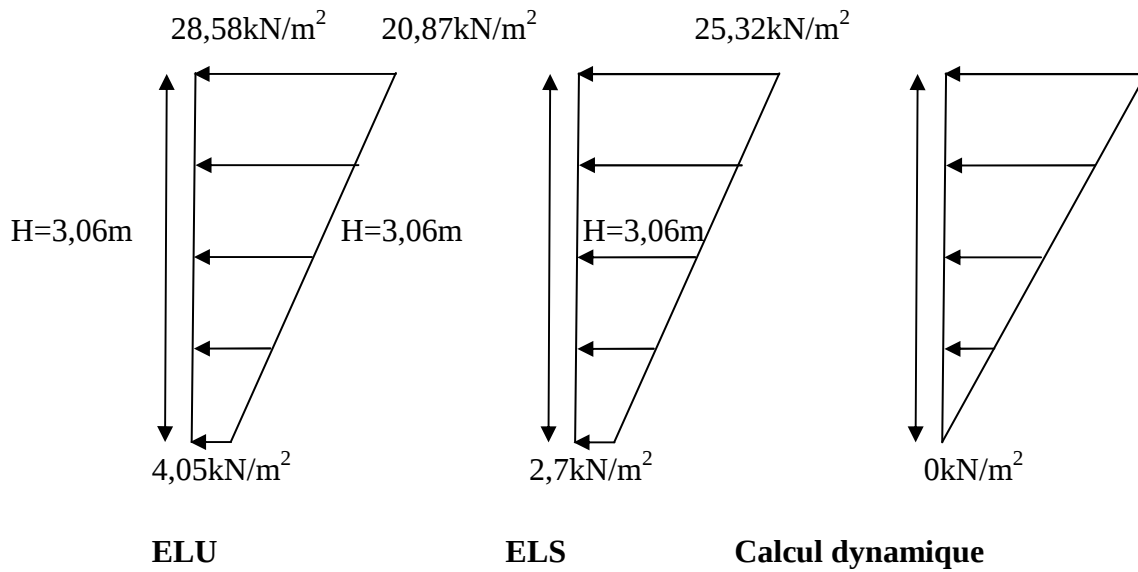


Figure VIII.3 : Diagrammes des contraintes.

VIII-3) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

a) **Calcul dynamique** : $q_{dyn} = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 25,32 + 0}{4} = 18,99 \text{ KN / ml}$

b) **ELU**

$$q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 28,58 + 4,05}{4} = 22,44 \text{ KN / ml}$$

c) **ELS**

$$q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 20,87 + 2,7}{4} = 16,32 \text{ KN / ml}$$

VIII-4) Ferrailage du mur plaque

1- Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés de coefficients suivants :

- Moment en travée : **0,85**
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
 $0,3 \rightarrow$ appui de rive.
 $0,5 \rightarrow$ autre appui.

➤ Identification des panneaux

- le plus grand panneau

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 3,9\text{m} \\ l_y = 4,0\text{m} \end{array} \right\} \phi = \frac{l_x}{l_y} = 0,97 > 0,4 \text{ le panneau travaille dans les (02) sens}$$

- Le plus petit panneau :

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 3,9\text{m} \\ l_y = 2,60\text{m} \end{array} \right\} \phi = \frac{l_x}{l_y} = 1,5 > 0,4 \text{ le panneau travaille dans les (02) sens}$$

✓ ELU :

$$\phi = 0,97 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,888 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0410 \times 22,44 \times 3,9^2 = 13.99 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,888 \times 19.49 = 12.42 \text{ kN.m}$$

- Correction des moments

Sens XX

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 13.99 = 6.99 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{0x} = 10.55 \text{ kN.m}$

Sens YY

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 12.42 = 6.21 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{0y} = 10.55 \text{ kN.m}$

✓ ELS

$$\varphi = 0,97 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_y = 0,923 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0483 \times 16,32 \times 3,9^2 = 11.98 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,923 \times 16,32 = 15.06 \text{ kN.m}$$

-Correction des moments

Sens XX

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 11.98 = 5.99 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 11.98 = 10.18 \text{ kN.m}$

Sens YY

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 15.06 = 7.53 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 15.06 = 12.80 \text{ kN.m}$

2- Ferrailage

Sens	Zone	M_u (kN.m)	μ_b	Nature de la section	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{dopt} (cm ²)	choix	St (cm)
XX	appuis	6.99	0.014	SSA	0.993	1.28	2.5	7.70	5HA14	15
	travée	10.55	0.024	SSA	0.988	2.19	2.5	7.70	5HA14	15
YY	appuis	6.21	0.012	SSA	0.994	1.14	2.5	7.70	5HA14	15
	travée	10.55	0.021	SSA	0.989	1.94	2.5	7.70	5HA14	15

Tableau VIII-1- Tableau des résultats

VIII-5) Vérification à l'ELS**1) Armatures horizontales**❖ Calcul des armatures horizontales en appuis

$$A_v = \frac{AS}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage : soit 5HA10 , $A_{v \text{ adopté}} = 3.92 \text{ cm}^2$. Avec : $St = 20 \text{ cm}$.

❖ Calcul des armatures horizontales en travée

$$A_v = \frac{AS}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage : soit 5 HA10 , $A_{v \text{ adopté}} = 3.92 \text{ cm}^2$. Avec : $St = 20 \text{ cm}$.

3) Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement **des épingles** dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle par mètre carré de diamètre $\phi 8$.

4) vérification de la contrainte dans le béton**b) Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_s = 3.92 \text{ cm}^2 \geq 0,23 \times 100 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 2,66 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \Rightarrow \text{Condition Verifiée}$$

c) Etat limite de fissuration

La fissuration est Préjudiciable, on doit Vérifier alors que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{n \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

avec : $\eta = 1,6$

- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 22} = 0,35 \longrightarrow \beta_1 = 0,908 \text{ et } K_1 = 39,35$$

σ_s : Les contraintes dans les aciers.

σ_b : Les contraintes dans le béton.

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$M_s \text{ (kN.m)}$	ρ	β	K_1	$\sigma_b \text{ (Mpa)}$	$\bar{\sigma}_b \text{ (Mpa)}$	$\sigma_s \text{ (Mpa)}$	$\bar{\sigma}_s \text{ (Mpa)}$	condition
XX	appuis	7.70	13.71	0.35	0.908	39.35	2.26	15	89.13	201.63	vérifiée
	travée	7.70	23.30	0.35	0.908	39.35	3.85	15	151.48	201.63	vérifiée
YY	appuis	7.70	11.99	0.35	0.908	39.35	1.98	15	77.95	201.63	vérifiée
	travée	7.70	20.38	0.35	0.908	39.35	3.37	15	132.50	201.63	vérifiée

Tableau VIII-2 : Vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion

Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

d) Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Pour ce dispenser de la flèche il faut que :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_u}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{400} = 0,0625 > \frac{M_t}{20M_u} = \frac{0,85 \times 27,19}{20 \times 27,19} = 0,0425 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{9,24}{100 \times 17,5} = 0,0053 < \frac{9,24}{400} = 0,0231 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

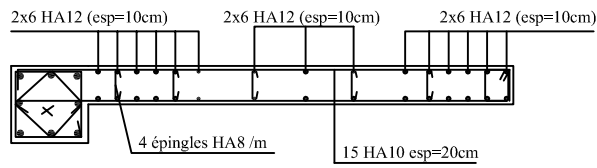
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \geq 0,0625$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

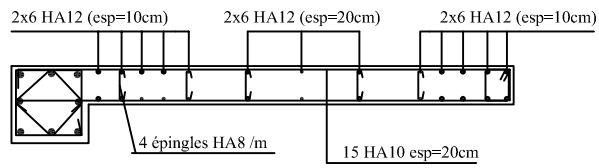
Bibliographie

- ❖ BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigés.
Jean Perchât, Jean Roux
- ❖ Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- ❖ Formulaire du béton armé
Victor DAVIDOVICHI
- ❖ DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ❖ Cours et TD des années de spécialité.
- ❖ Mémoires de fins d'études des promotions précédentes.

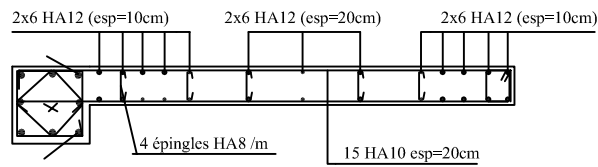
Ferraillage des voiles longitudinaux 1 2 7 et 8 zone I



Ferraillage des voiles longitudinaux 1 2 7 et 8 zone II



Ferraillage des voiles longitudinaux 1 2 7 et 8 zone III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

DABOUZ HAYET

DIRIGE PAR :

Mer: KACHI Med said

PROMOTION 2015/2016

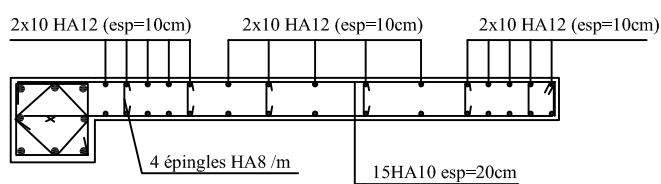
TITRE :

FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINALES

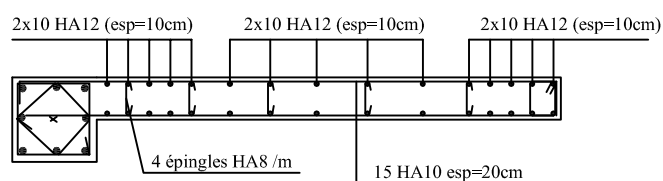
PLANCHE N°14

ECHELLE : 1/25

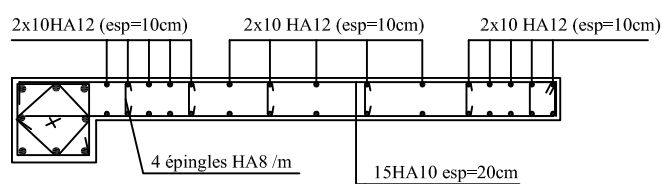
Ferraillage des voiles longitudinaux ;3 4.;5 et 6 zone I



Ferraillage des voiles longitudinaux 3;4 5 et 6 zone II



Ferraillage des voiles longitudinaux ;3;4;5 et 6 zone III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

DABOUZ HAYET

DIRIGE PAR :

Med: KACHI Med SAID

PROMOTION 2015/2016

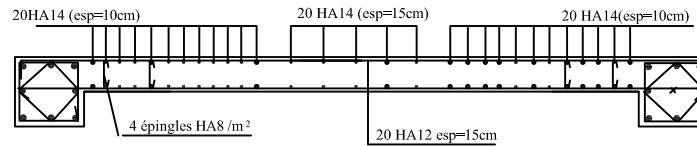
TITRE :

FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINALES

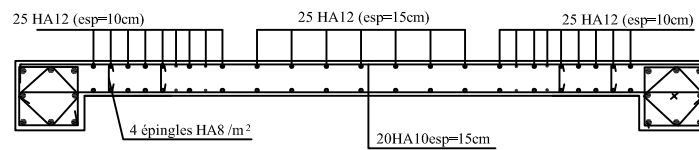
PLANCHE N°13

ECHELLE : 1/25

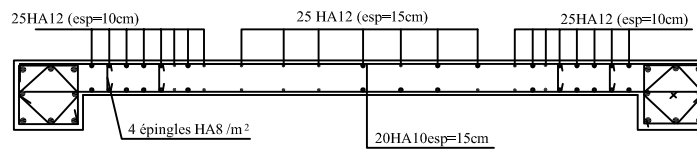
Ferraillage des voiles transversaux 3 et 4 zone I



Ferraillage de voile TRANSVERSAL 3 et 4 zone II



Ferraillage de voile TRANSVERSAL 3 et 4 zone 4 III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

DABOUZ HAYET

DIRIGE PAR :

Mer:KACHI Med SAID

PROMOTION 2015/2016

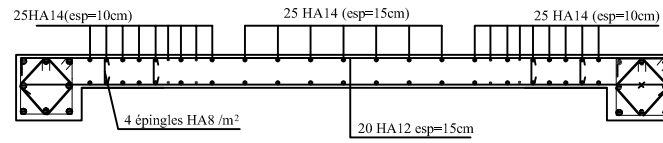
TITRE :

FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAL

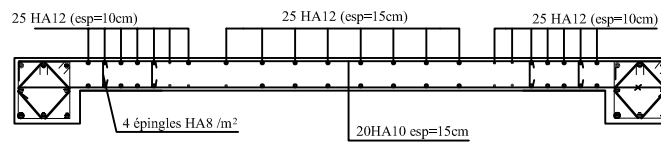
PLANCHE N° 12

ECHELLE : 1/25

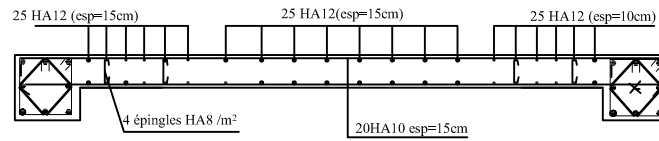
Ferraillage des voiles transversaux 1; 2 zone I



Ferraillage des voiles transversaux 1; 2; zone II



Ferraillage des voiles transversaux 1; 2; zone III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

DABOUZ HAYET

DIRIGE PAR :

Mer: KACHI Med SAID

PROMOTION 2015/2016

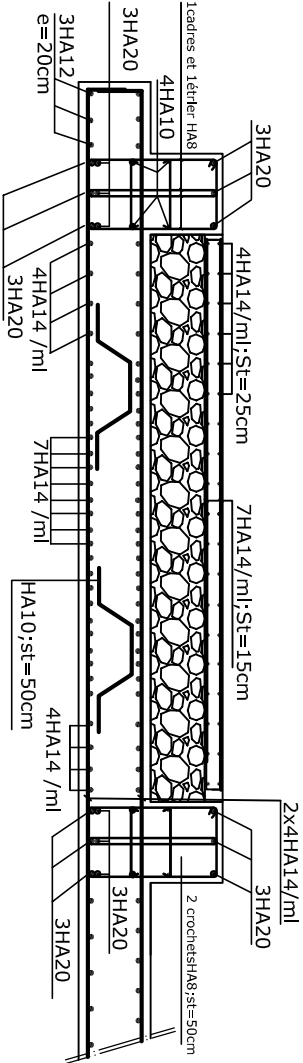
TITRE :

FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSALES

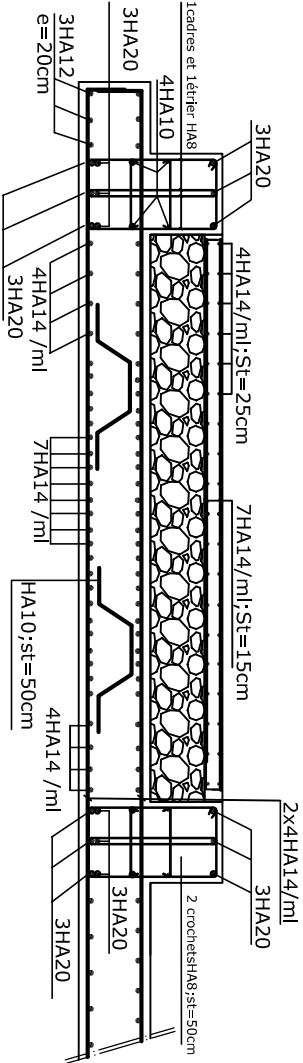
PLANCHE N° 11

ECHELLE : 1/25

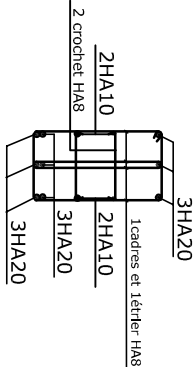
ferrailage du radier dans le sens longitudinal



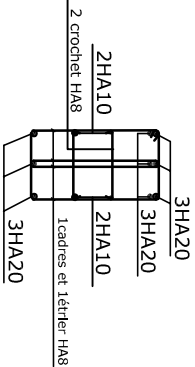
ferrailage du radier dans le sens transversal



aux appuis

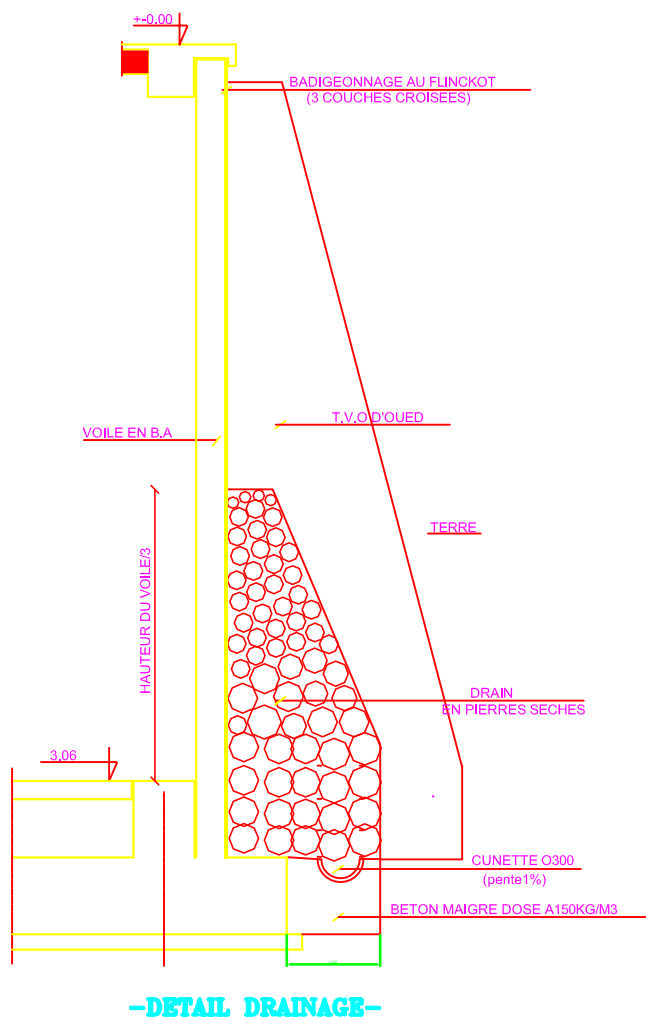
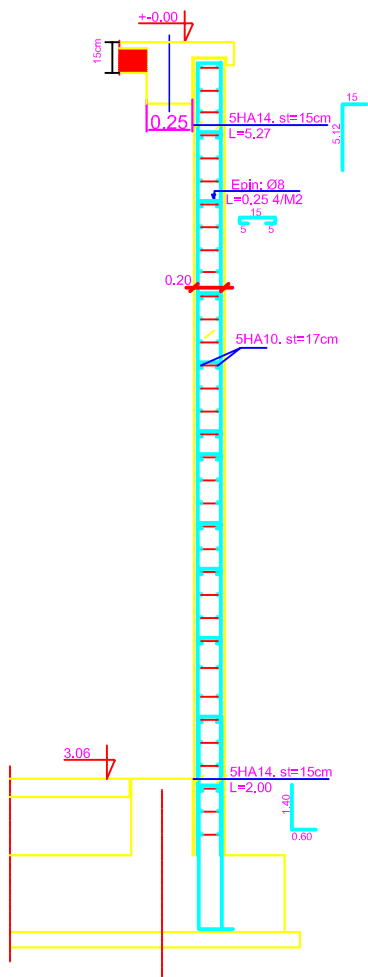


en travées



République Algérienne Populaire et Démocratique
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: Dabouz hayet	TITRE: Ferrailage du radier
DIRIGE PAR: Mer kacchi med said	
PROMOTION2015/2016	Planche N°12
	Echelle:1/25



-DETAIL DRAINAGE-

République Algérienne Populaire et Démocratique
UNIVERSITE MOULOUZ MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
DABOUZ HAYET

DIRIGE PAR:
Mer KACHI

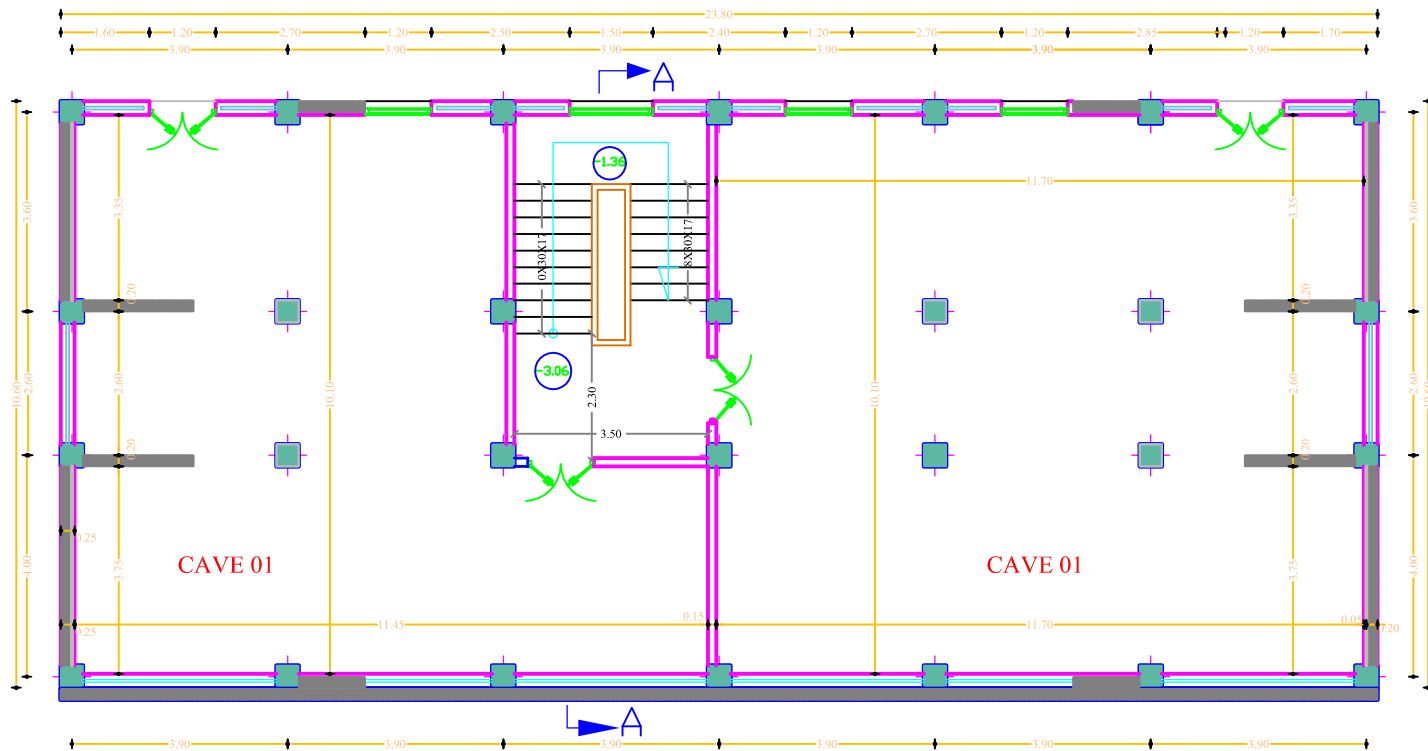
PROMOTION 2015/2016

TITRE:

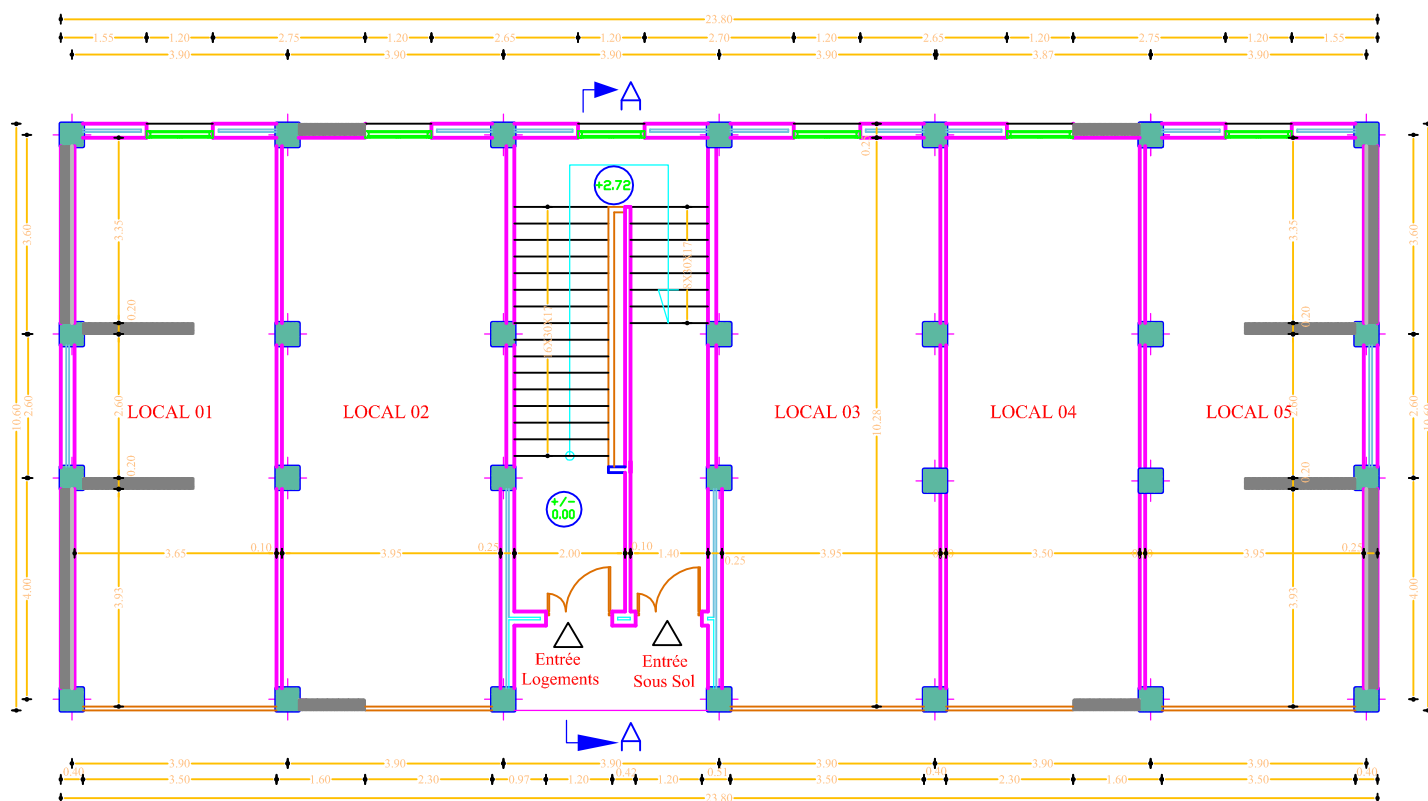
Ferrailage du mur plaque

Planche N°16

Echelle: 1/25



Plan de Sous Sol



Plan du Rez de Chaussée

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:

DABOUZ HAYET

DIRIGE PAR:

Mr KACHI Mohamed Said

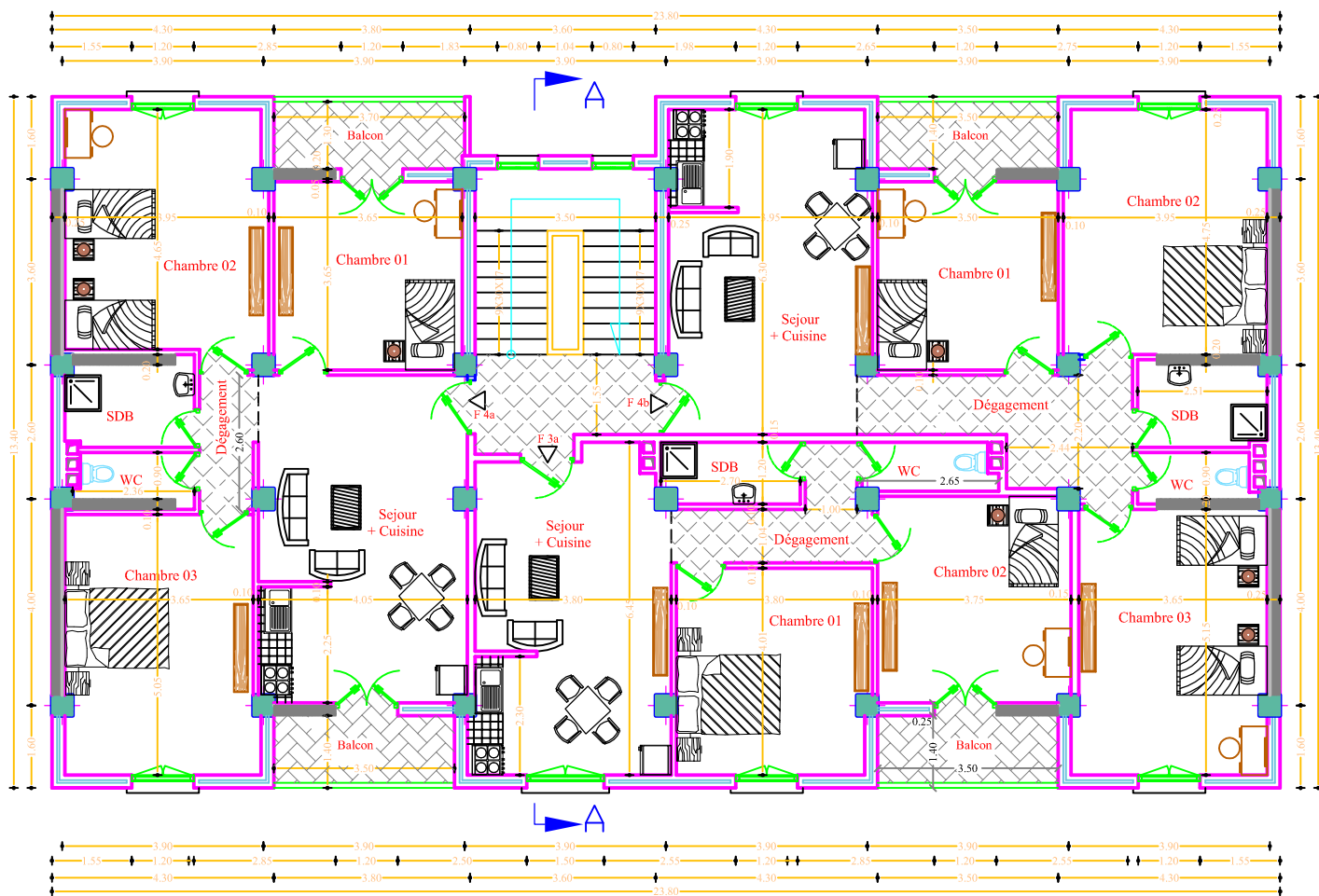
PROMOTION 2015/2016

TITRE:

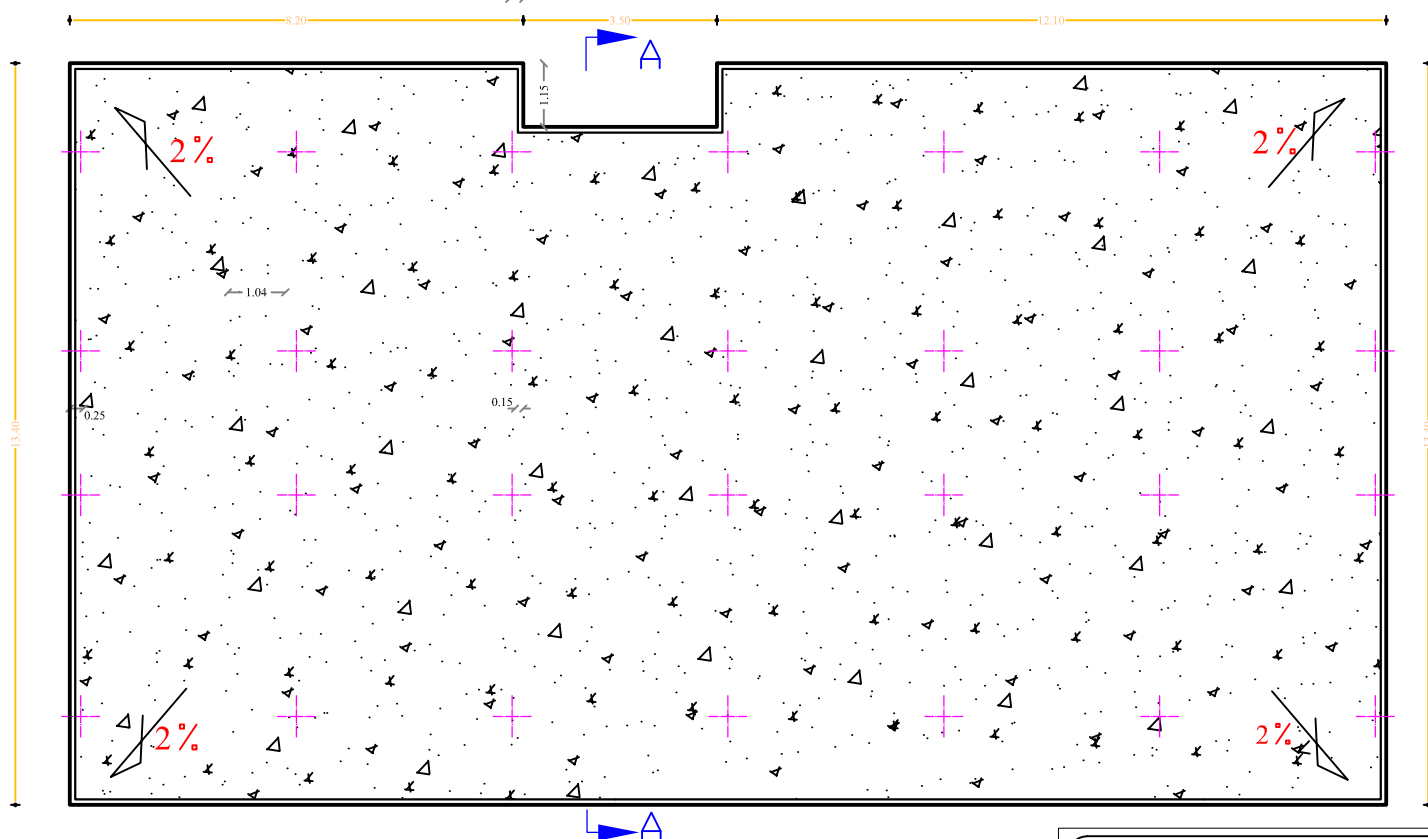
PLAN DE SOUS SOL

PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

PLANCHE N°: 04 ECHELLE:1/e100



Plan de L'Etage Courant



Plan du Toiture

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:
DABOUZ HAYET

TITRE:
PLAN D'ETAGE COURANT

DIRIGE PAR:
Mr KACHI Mohamed Said

PLAN DE TOITURE

PROMOTION 2015/2016

PLANCHE N°: 03

ECHELLE: 1/e100



Façade Principale

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:
DABOUZ HAYET

TITRE:

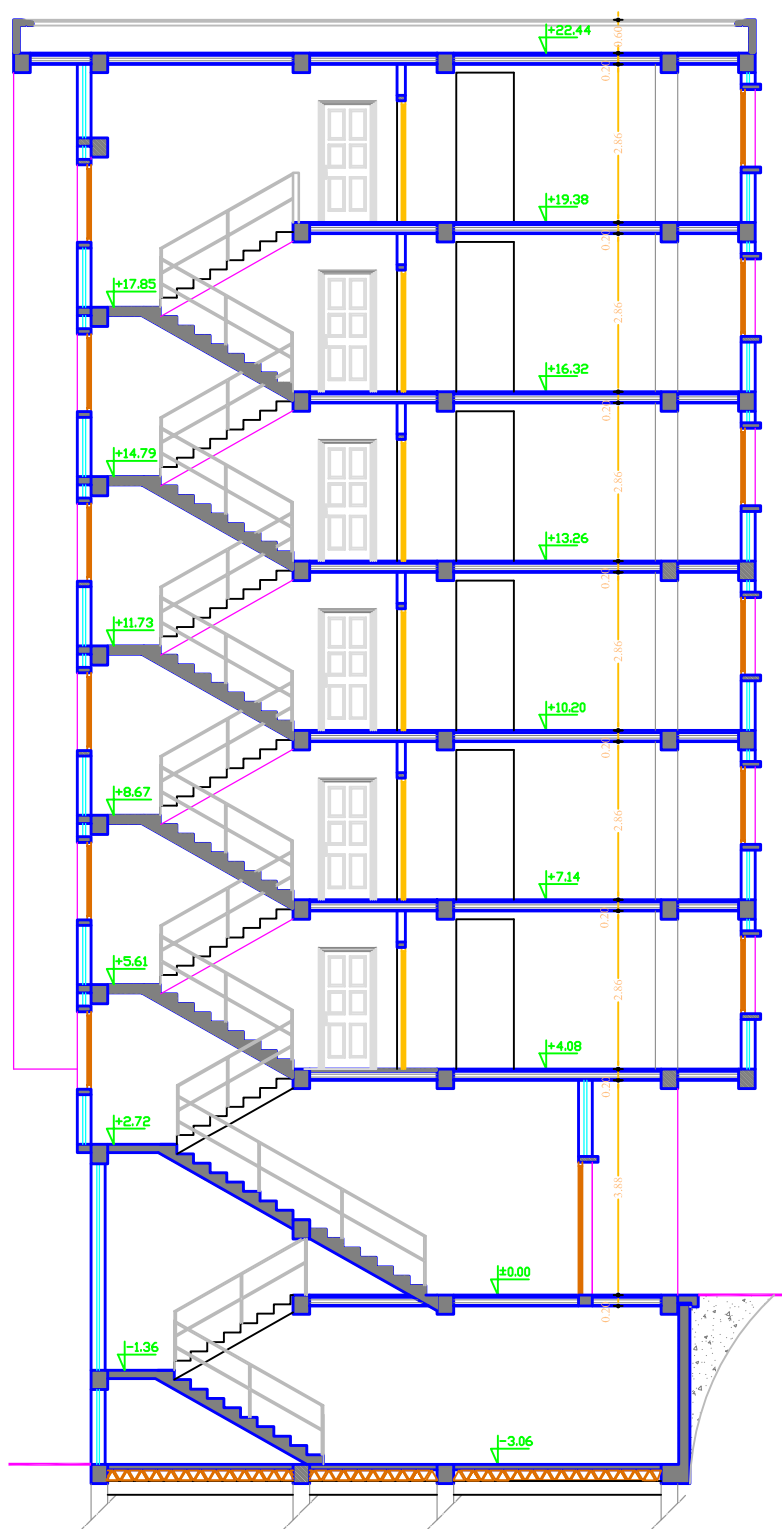
DIRIGE PAR:
Mr KACHI Mohamed Said

FACADE PRINCIPALE

PROMOTION 2015/2016

PLANCHE N°: 01

ECHELLE: 1/e100



Coupe A/A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:

DABOUZ HAYET

TITRE:

COUPE A-A

DIRIGE PAR:

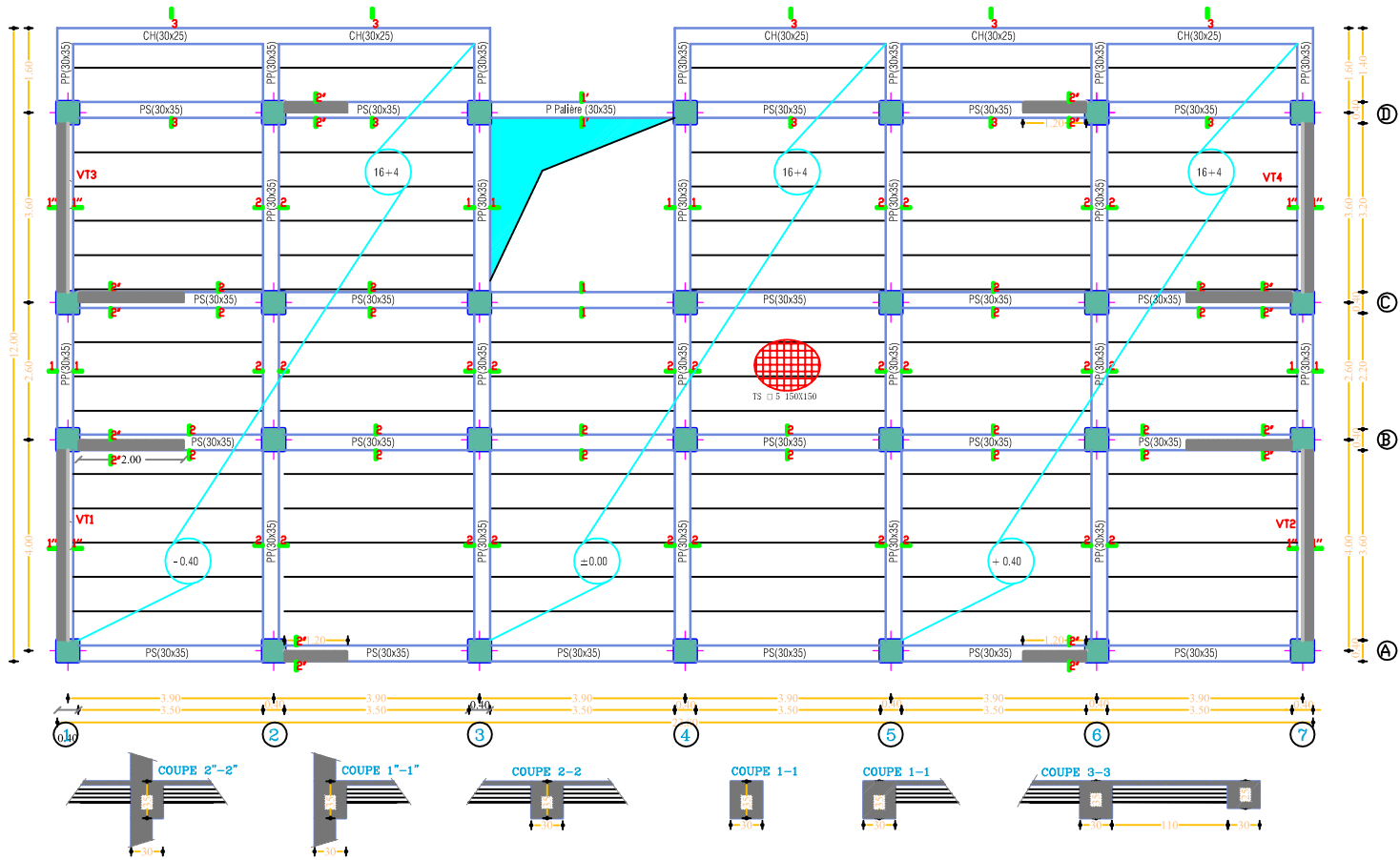
Mr KACHI Mohamed Said

PROMOTION 2015/2016

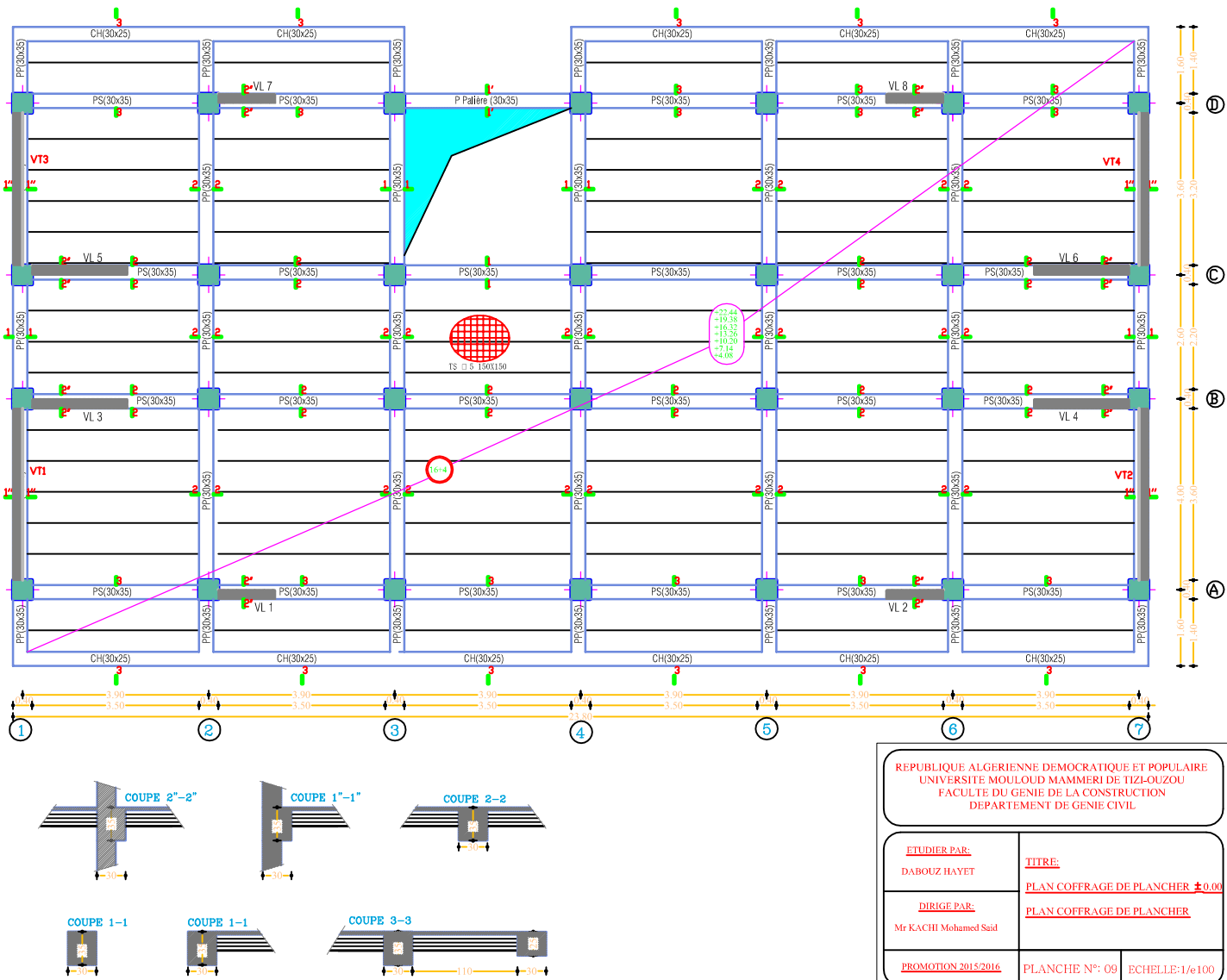
PLANCHE N°: 02

ECHELLE: 1/e100

PLAN COFFRAGE DE PLANCHER ± 0.00 Ech: 1/50



PLAN COFFRAGE DE PLANCHER Ech: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:
DABOUZ HAYET

TITRE:
PLAN COFFRAGE DE PLANCHER ±0.00

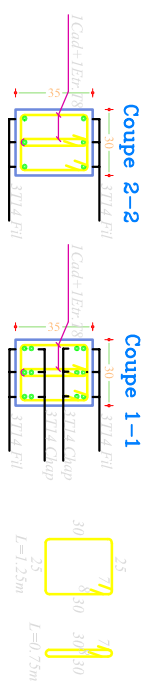
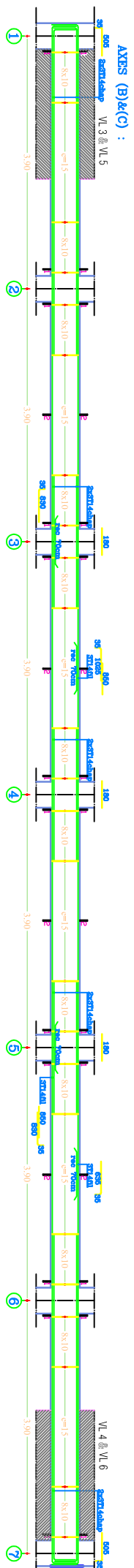
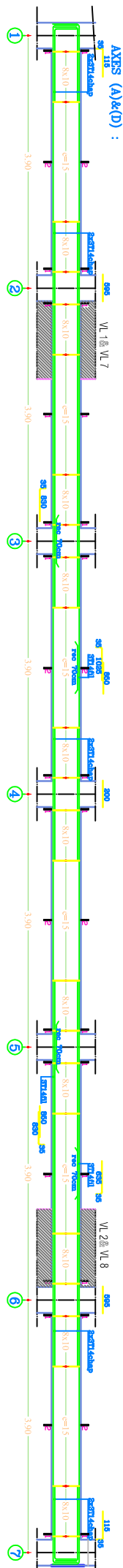
DIRIGE PAR:
Mr KACHI Mohamed Said

PLAN COFFRAGE DE PLANCHER

PROMOTION 2015/2016

PLANCHE N°: 09 ECHELLE:1/e100

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30x35)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:
DABOUZ HAYET

TITRE:
FERRAILLAGE DES POUTRES
LONGITUDINALES

DIRIGE PAR:
Mr KACHI Mohamed Saïd

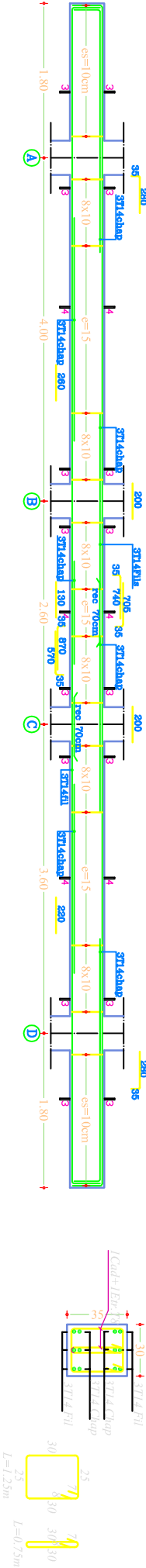
PROMOTION 2015/2016

PLANCHE N°:8

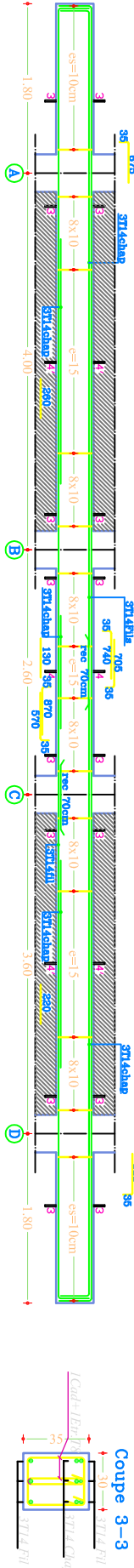
ECHELLE:1/e50

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x35)

Piles 2,3,4,5&6 :

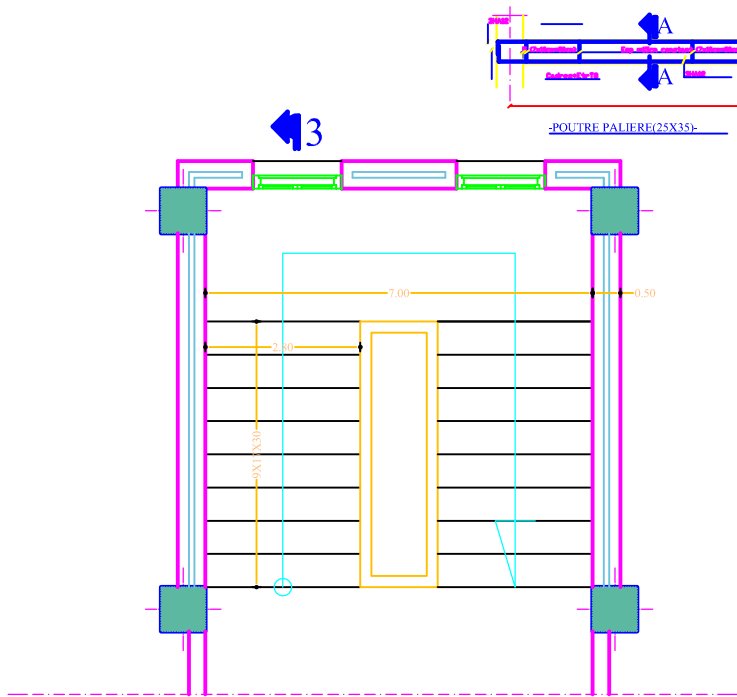


Piles 1&7 :

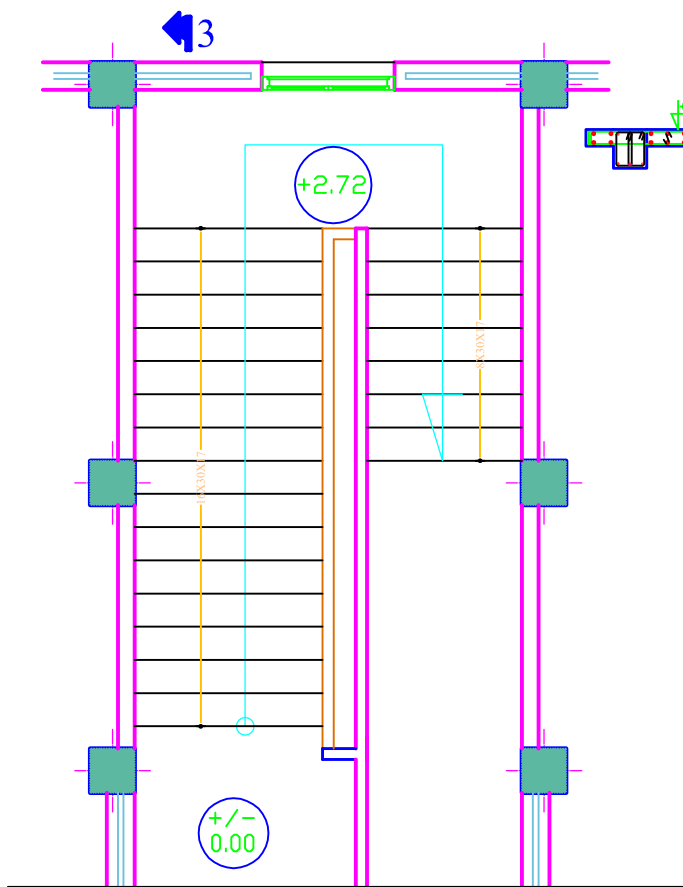


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIER PAR: DABOUZ HAYET	TITRE: FERRAILLAGE DES POUTRES TRANSVERSALES
DIRIGE PAR: Mr KACH Mohamed Said	
PROMOTION 2015/2016	PLANCHE N°:7
	ECHELLE:1/e50

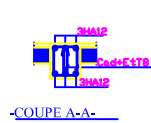
FERRAILLAGE DE L'ESCALIER ET LA POUTRE PALIERE



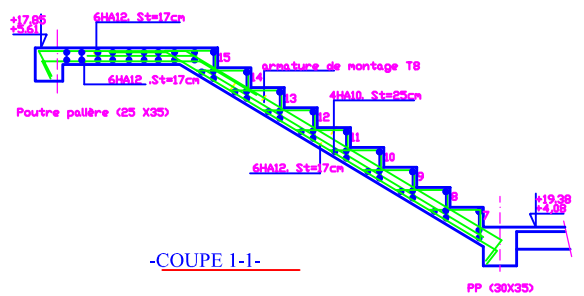
-ESCALIERS ETAGES H=3.06-



-ESCALIERS R.D.C H=4,08



-COUPE A-A-



-COUPE 1-1-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:
DABOUZ HAYET

DIRIGE PAR:
Mr KACHI Mohamed Said

TITRE:

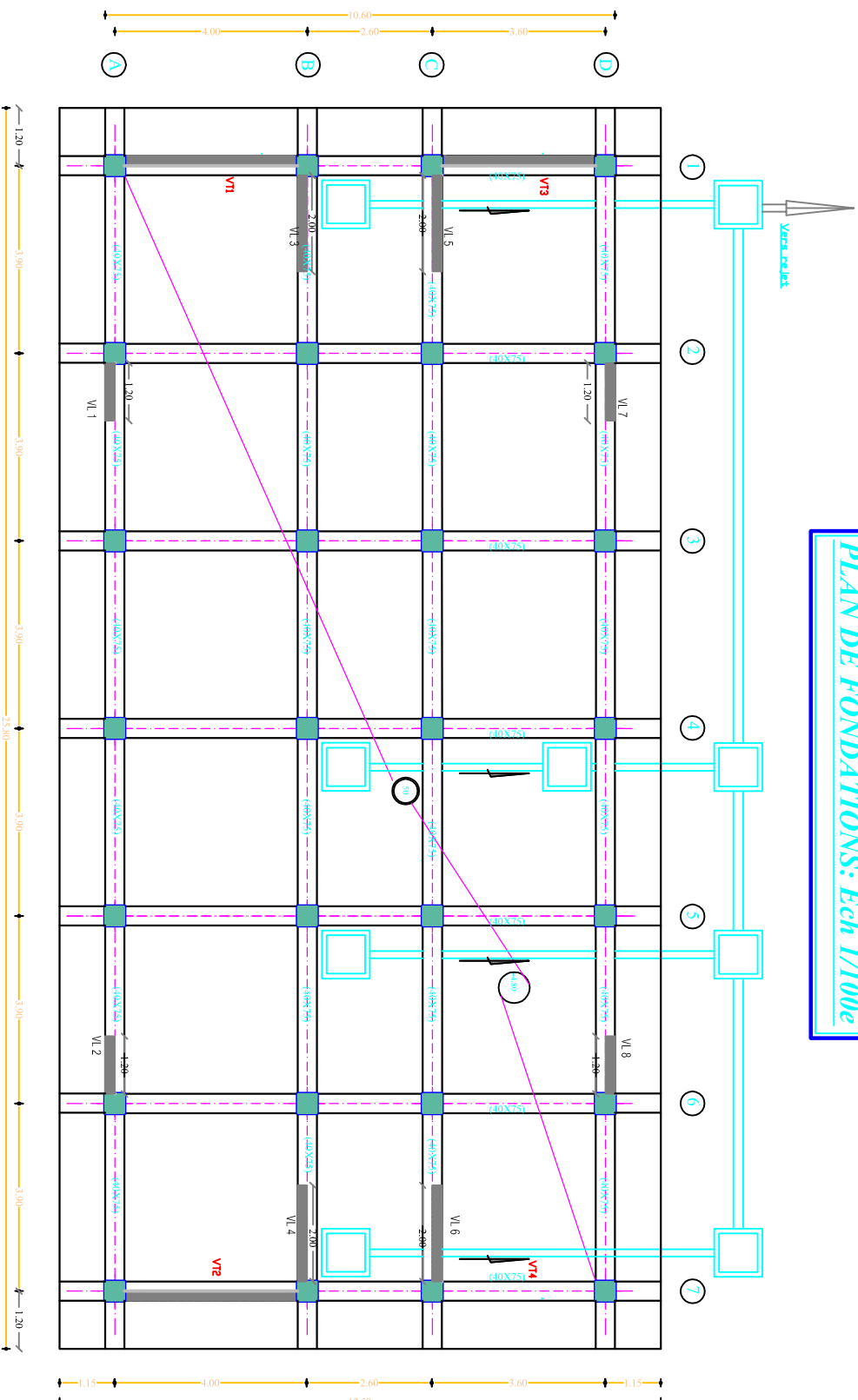
FERRAILLAGE DE L'ESCALER ET LA POUTRES PALIERE

PROMOTION 2015/2016

PLANCHE N°: 05

ECHELLE:1/e50

PLAN DE FONDATIONS: Ech 1/100e



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD NAMAMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:
DABOULZ HAYET

DIREGE PAR:
Mr KACHEM Mohamed Said

PROMOTION: 2015/2016

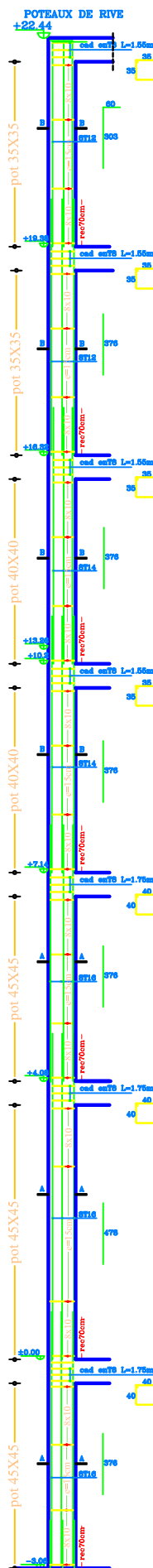
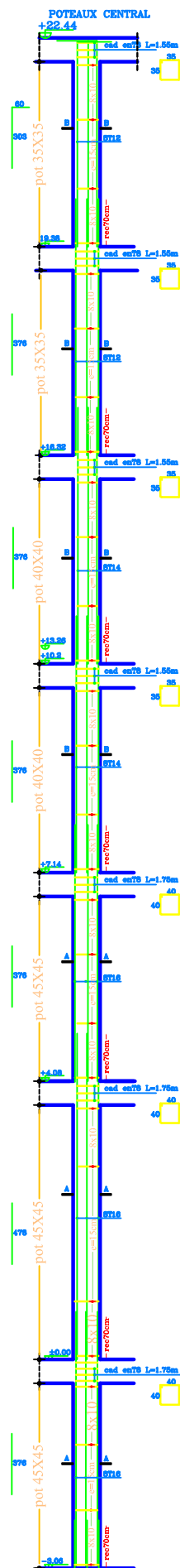
TITRE:

CORRECTION ET APPROBATION DES
FONDATIONS

PLANCHE N°: 15

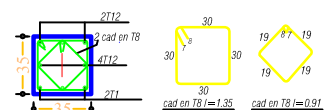
ECHELLE: 1/50e
1/1000

COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POTEAUX

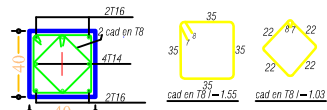


5eme et 6eme Etage

COUPE C-C



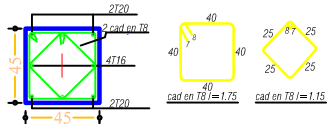
COUPE B-B



2eme; 3eme et 4eme Etage

Sous Sol+RDC+1er Etage

COUPE A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:
DABOUZ HAYET

TITRE:

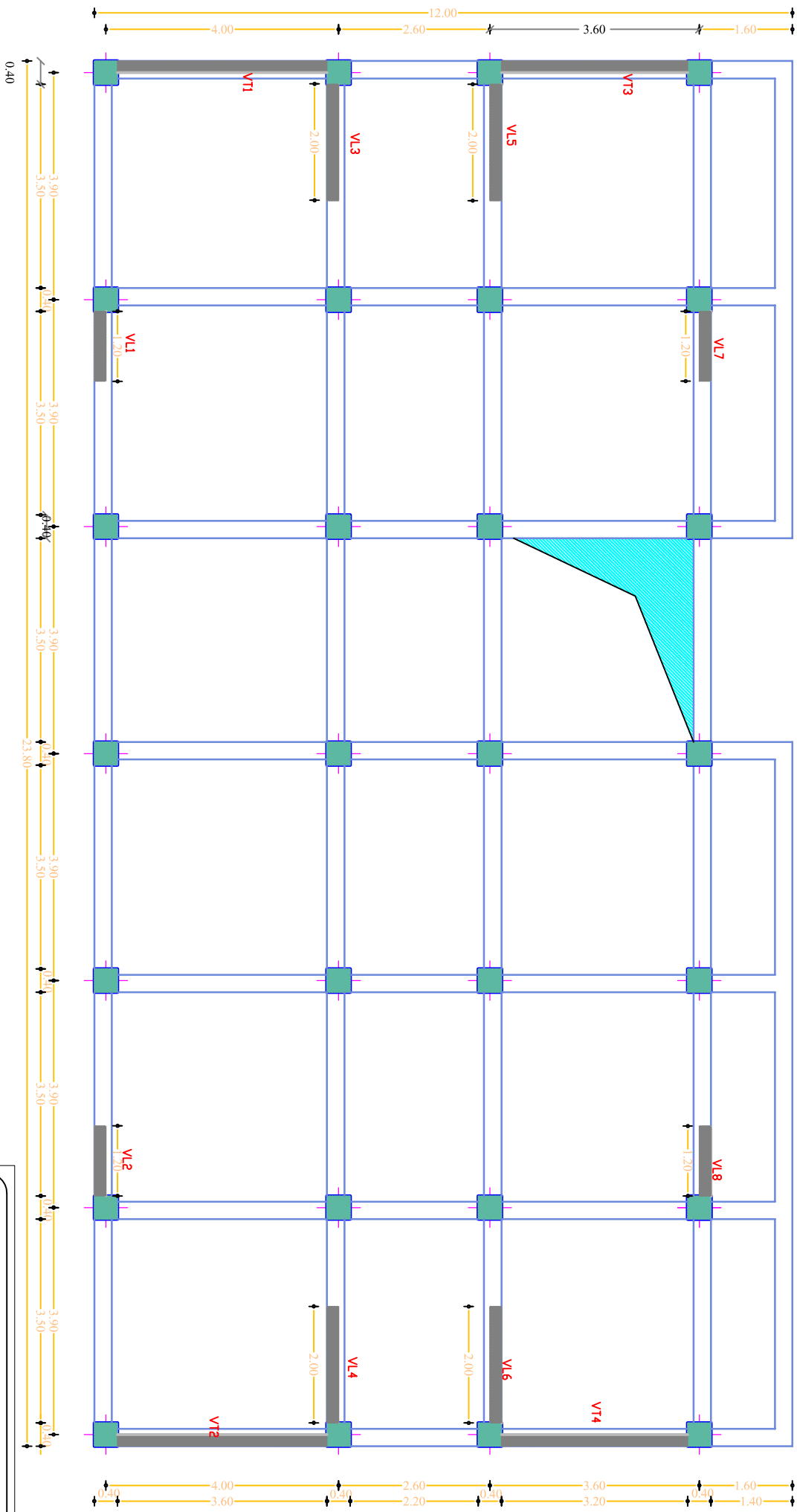
COFFRAGE ET FERRAILAGE DES
POTEAUX

DIRIGE PAR:
Mr KACHI Mohamed Said

PROMOTION 2015/2016

PLANCHE N°:6

ECHELLE:1/e50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:
DABOUZ HAYET

DIRIGE PAR:
Mr KACHI Mohamed Said

TITRE:
Disposition des Voiles

PROMOTION 2015/2016

PLANCHE N°: 01

ECHELLE: 1/50e
1/100e