République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la Recherche Scientifique
Université MOULOUD MAMMERI de TIZI OUZOU faculté de Génie de la Construction département de GENIE CIVIL

Memoire de fin d'etudes

➢ En vue d'option du diplôme MASTER en Génie Civil

Option : Construction Civile et Industrielle

THEME : Etude d'un bâtiment (R+6+S/Sol) à usage d'habitation et Commercial Contreventée par voiles et portiques.

Application de l'ETABS

Dirigé par : Mr MERAKEB

Etudié par : ABDELALI SAMIRA

BOUDINAR KARIMA

PROMOTION : 2013/2014.

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la Recherche Scientifique
Université MOULOUD MAMMERI de TIZI OUZOU faculté de Génie de la Construction département de GENIE CIVIL

Memoire de fin d'etudes

➢ En vue d'option du diplôme MASTER en Génie Civil

Option : Construction Civile et Industrielle

THEME : Etude d'un bâtiment (R+6+S/Sol) à usage d'habitation et Commercial Contreventée par voiles et portiques.

Application de l'ETABS

Dirigé par : Mr MERAKEB

Etudié par : ABDELALI SAMIRA

BOUDINAR KARIMA

PROMOTION : 2013/2014.

remerciments

Tout d’abord, nous tenons à remercions le dieu de tout puissant qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

nous exprimons nos sincères remerciements :

À nos parents pour leur contribution pour chaque travail qu’on a effectué surtout..

Aux personnels de bureau d’études qui nous a vraiment guidés.

a mon promoteur *Mr MERAKAB* pour son aide.

A l’ensemble des enseignants du département de *Génie Civil*e.

Sans oublier tous nos amis de la promotion *MASTER 2* pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents, qui m'ont guidé et encourager tout le temps, ma mère qui était à mes cotés et m'a soutenue durant toute ma vie.

A mon frère Nabil

A ma sœur KHOUKHA

A toutes la famille

A tous mes amis.

A tous ce que j'aime.

SAMIRA ABDELALI

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A mes chère parents pour leurs soutenant encouragement et conseils et pour les quels je dois tout.

A mon frère Mohamed

A mes sœurs : Lynda ; Naima ;ouahiba et Sabrina.

A toutes la famille

A tous mes amis.

Karima boudinar

introducion

La conception d'un projet de génie civil s'élabore en tenant compte de la sécurité et de l'économie .l'ingénieur en tant que concerné par la sécurité publique et la préservation du potentiel économique doit tenir compte lors de conception de l'usage du bâtiment, des conditions économique et de la résistance de l'ouvrage.

Par ailleurs, le matériau le plus répandu dans le domaine de la

Construction est le béton armé et ceci grâce à ses avantages ; à savoir

L'économie, les propriétés mécaniques adéquates et les possibilités d'expressions architurales.

Présentation et description de l'ouvrage

1. Introduction :

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

1.1Présentation de l'ouvrage

La structure qui fait l'objet de notre étude nous a été confiée par un bureau d'étude d'architecture et d'urbanisme. L'ouvrage représente un bâtiment (R+6+s/sol) à usage d'habitation et commercial, implanté à la commune de Tizi-Ouzou, Wilaya de Tizi-Ouzou. La zone d'implantation du bâtiment est classée selon le **(RPA 99, VERSION 2003)** zone de moyenne sismicité **IIa**.

La structure est composée de:

- RDC destiné à des locaux commerciaux.
- Six (06) étages à usage d'habitation,
- Une cage d'escalier,

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

- Règlement Parasismique Algérien **(RPA 99, VERSION 2003),**
- Document technique règlementaire (**DTR B.C .2.2)** et
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton arme suivant la méthode des états limites ultimes **-BAEL 91 réviser 99.**

1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère) …… 24.82m

RDC

- Longueur …… 24.51 m
- Largeur ……... 17.40 m
- Hauteur …….. 3.40 m

Etages courants

- Longueur …… 24.51 m
- Largeur …… 18.85 m
- Hauteur ……... 3.06 m

1.3- Eléments de la structure

1.3.1 Ossature

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

VOILE:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée coulée sur place ils sont destinées d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

PORTIQUE :

Ils sont en béton armée

, constituée de poutres et de poteaux.ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et les surcharges.

1.3.2 Plancher

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

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

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

Il ya deux types de planchers

Plancher en corps creux :

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles Préfabriquées.ils ont pour fonctions :

-Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure

-Isolation thermique et acoustique entre les niveaux.

Planchers dalle pleine en béton armée :

Des dalles pleines en béton armée sont prévues la ou il n'est pas possible de réaliser des plancher en corps creux en particulier pour la cage d'ascenseur et les balcons.

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

1.3.3 Balcons

Les balcons dans notre bâtiment seront réalisés en dalle pleine.

1.3.4 Escaliers

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

1.3.5 Cage d'ascenseur

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

1.3.6 L'acrotère

Au niveau de la toiture, notre bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de70cm hauteur.

1.3.7 Maçonnerie :

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

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

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

1.3.8 Revêtements

Les revêtements utilisés sont comme suit:

-Carrelage dalle de sol et seuil en marbre pour les plancher et les escaliers.

-Faïence pour les salles d'eaux et cuisines.

-Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.

-Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

1.4 Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalué :

La Contrainte admissible de sol : $\boldsymbol{\sigma_{sol}}$ **=2.8 bars.** Notre sol de fondation est un sol ferme

1.5 Système de coffrage

On utilise un coffrage classique en bois pour les portiques, les planchers, et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécutions.

1.6 Caractéristiques mécaniques de matériaux

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

1.6.1 Le Béton :

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

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

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

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

Bétons de résistance courante : fcj = $\frac{\mathbf{J}}{\mathbf{4.76+0.83j}}\mathbf{fc_{28}}$ pour $fc_{28} \leq 40$ MPA

Béton de limite résistance : fcj= $\frac{\mathbf{j}}{\mathbf{1.4+0.95j}}$ fc_{28} pour $fc_{28} > 40$MPA

b-Résistance caractéristique à la traction f_{tj}

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

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

Avec :

fcj : résistance caractéristique à la compression à « J » jours exprimée en (MPa)

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

Module d'élasticité :

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique ou il ya proportionnalité des contraintes en déformations.

Module de déformation longitudinale : le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} est donné par :**(Art A 2.1.21BAEL91)**

$E_{ij}=11000\sqrt[3]{fcj}$

Pour fc28=25MP ⟶ E_{ij}=32164,20 MPa

Le module de déformation longitudinale différée E_{Vj} est donné par **:(Art A 2.1.22BAEL 91)**

$\mathbf{E_{vj}}= 3700\sqrt[3]{fcj}$ (MPA)

Pour fc_{28} =25 MPa ⟶ E_{vj}=10819 MPa

La valeur du module de déformation croit avec la résistance à la compression du béton.

Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale *G est donnée par :*

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

E : module de Young

V : coefficient de poisson.

Selon l'article **« A.2.1,3/BAEL 91 »**

V=0 →à L'ELU

V=0.2→à l'ELS

c-Contraintes limites du béton

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

L'état limite ultime (ELU) : il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, dont le dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage. Alors il doit être justifie vis-à-vis de :

- L'équilibre statique (pas de renversement),
- la résistance des matériaux de la structure,
- stabilité de forme (pas de flambement).

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

(Art A4.3.41BAEL91)

c-1 Contrainte de compression

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous :

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

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

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

θ = 1, si la durée d'application est >24h,

θ = 0.9, si la durée d'application est entre 1h et 24h,

θ = 0.85 si la durée d'application est < 1h.

- Pour γ_b =1.5 et θ=1, on aura fb_u = 14.2 [MPa]
- Pour γ_b =1.15 :

θ=0.9, on aura fb_u = 20.53 [MPa]

θ=0.85, on aura fb_u = 21.74 [MPa]

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

tgα =E_b= module d'élasticité.

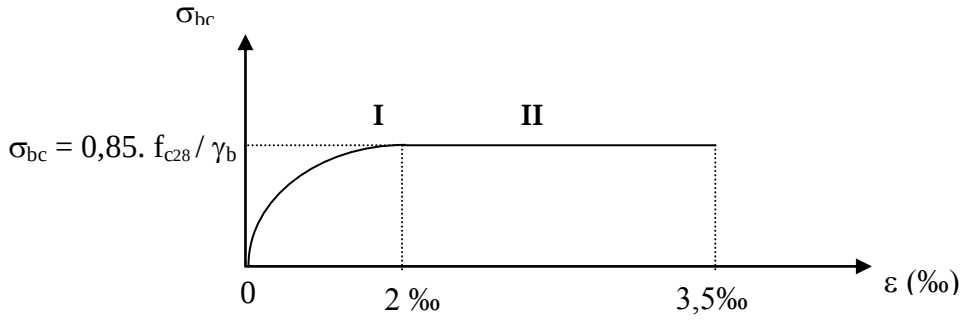


Figure : **Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU**

Le diagramme est composé :

- D'un tronc de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2 %(état élastique)

-D'une partie rectangle (état plastique) 2 ‰ ≤ ε_{bc} ≤3.5 ‰

- **Les hypothèses de calcules à l'ELU : (Art A 4.3 ,2 BAEL91)**

-Les sections planes avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions (Navier Bernoulli).

-La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.

-Il n'ya pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

-Le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à 3.5 ‰ en flexion .2 ‰en compression simple.

-L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10‰

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

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

- d'ouvertures des fissures,

-déformation excessives des éléments porteurs.

- compression et flexion.

-perte d'étanchéité.

Ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

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

Pour fc_{28}=25 MPa ⟶ σ_{bc}= 0.6×25=15 MPa

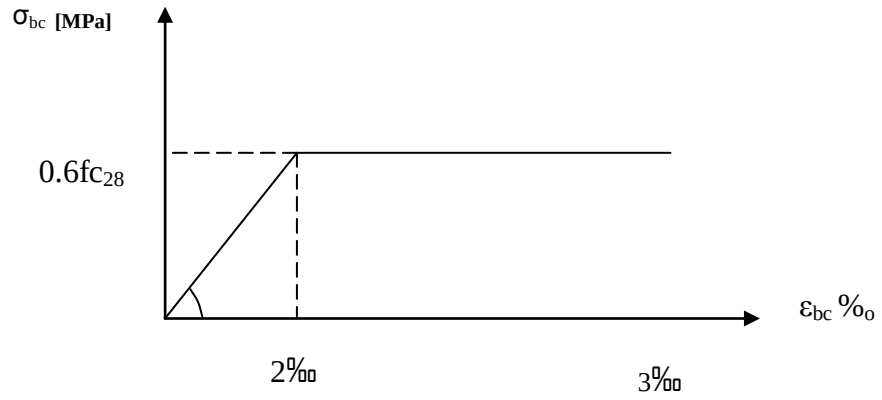


Figure : Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS

- **Hypothèses de calcul à l' ELS (durabilité de la structure) :(Art A 4.5 ,1 BAEL91)**

-Les sections planes avant déformation restent plane après déformation et conservent Leurs dimensions (Navier Bernoulli).

-La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.

-Il n'ya pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

-Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques .

C'est-à-dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation ,donc on applique la loi

de HOOK : $\sigma_b = E_b \times \varepsilon_b$

-on définit un coefficient d'équivalence par la relation :n = 15

-On ne tient pas compte du fluage du béton et du retrait.

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

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$$

V_U : est l'effort tranchant dans la section étudiée

b : valeur de la largeur de la section cisaillée

d : hauteur utile.

La contrainte de cisaillement est donnée par la relation suivante :

$\tau_u = \min \begin{cases} \dfrac{0{,}2 x f_{c28}}{\sigma_b}, 5MPa \end{cases}$ fissuration peu nuisible,

$\tau_u = \min \begin{cases} \dfrac{0{,}15 x f_{c28}}{\sigma_b}, 4MPa \end{cases}$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

d- Module d'élasticité longitudinal

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

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

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

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

Pour fc_{28}=25[MPa] ⟶ **E_{i28}=32164.20 [MPa]**

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

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

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

Pour fc_{28}=25[MPa] ⟶ **E_{v28}=10819 [MPa].**

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

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

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

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

1.7-L'acier

L' est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression dans . C'est un matériau trés ductile qui atteint des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de 10‰)

Dans notre projet, nous aurons à utiliser deux types d'acier dont les principales caractéristiques sont :

Aciers à haute adhérence **[feE400]……...fe = 400 MPa,**

Treillis soudés **[TL 520]……. fe = 520 MPa.**

Fe : limite d'élasticité de l'acier.

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

- **Module de déformation longitudinal**

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

- **Contraintes limites**
  - ❖ **à l'état limite ultime (ELU)**

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

• $\overline{\sigma}_{st}$: contrainte admissible d'élasticité de l'acier,

• f_e : limite d'élasticité garantie,

• γ_s : coefficient de sécurité.

avec $\begin{cases} \gamma_s = 1{,}15 & \text{situation courante,} \\ \gamma_s = 1{,}00 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

Tableau 1 : contrainte limites ELU, ELS.

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

❖ à l'état limite de service (ELS)

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

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

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :

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

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

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

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

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

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

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

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

- η est le coefficient de fissuration $\begin{cases} \eta = 1 ; \text{ pour les RL,} \\ \eta = 1.3 ; \text{ pour les HA } (\phi \geq 6\,\text{mm}), \end{cases}$

$\eta = 1.6$; pour les HA ($\phi < 6\,mm$.

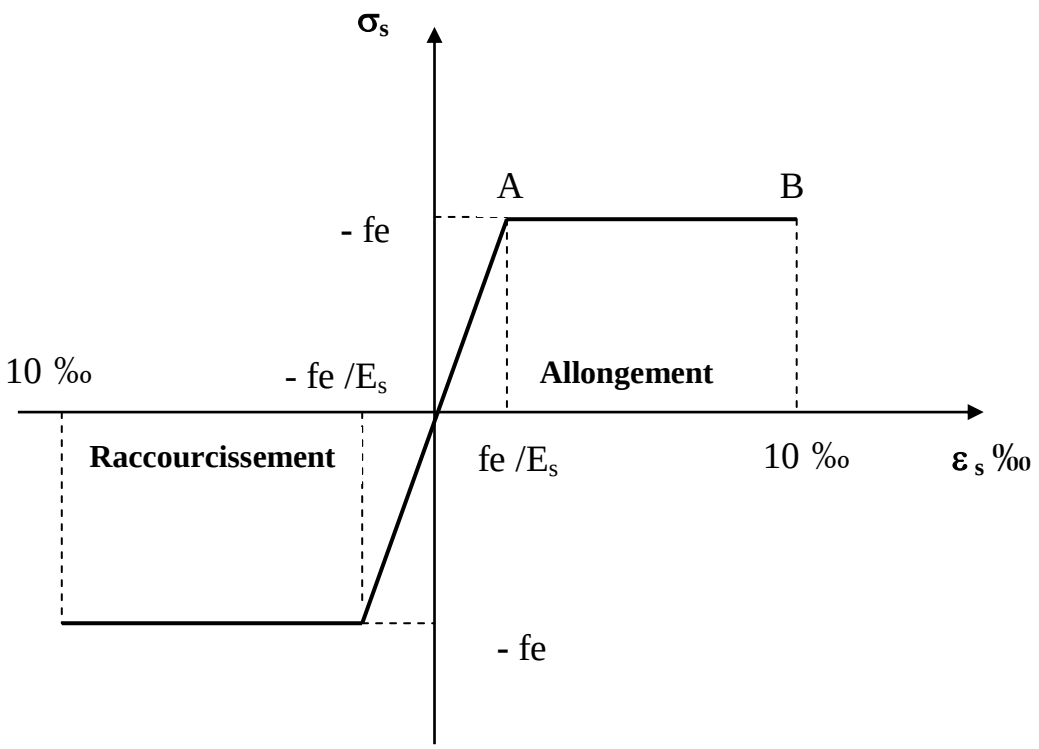


Figure : Diagramme de contrainte déformation de l'acier

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

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

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

Conclusion :

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

Pré dimensionnement des éléments

Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments du bâtiment tel que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles, ainsi que l'acrotère, les escaliers ...etc. afin d'assurer une bonne résistance de la construction. Ce pré dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- Le RPA 99
- Le BAEL 91

2.1 Pré dimensionnement des éléments :

2.1.1 Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane, qui assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste à la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux éléments porteurs.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique.

Plancher en corps creux :

Ce sont des planchers constitués de tables de compression, de poutrelles et de corps creux, leur rôle principal est de transmettre les charges les aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants .pour remplir cela leur dimensionnement est donné par les formules suivantes :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$ **(Art B 6-8-424/BAEL91Revise 99)**

Avec :

• h_t : épaisseur du plancher,

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

Dans notre cas nous avons :

L_{max} = 470-45=425cm

ce qui donne : $h_t \geq \frac{425}{22.5} \geq 18.88$ cm

On opte pour un plancher d'épaisseur 20 cm d'où $h_t = (16+4)cm$

Épaisseur du corps creux =16cm

Épaisseur de la dalle de compression =4cm

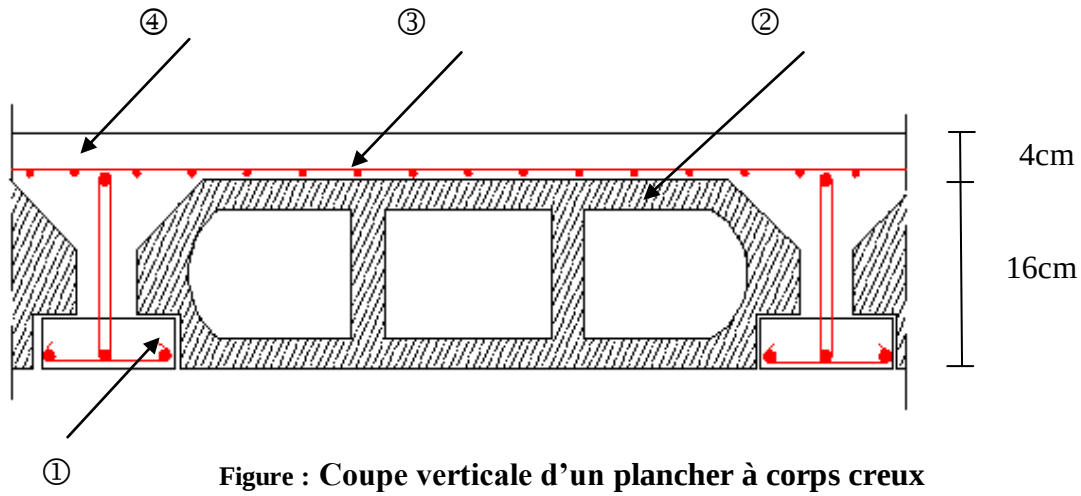


Figure : Coupe verticale d'un plancher à corps creux (Semi préfabriqué)

① - Poutrelle ③ - Treillis soudé

② - Corps creux ④ - Dalle de compression

Dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres

Dimensions. Leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

• la résistance a la flexion,

•l'isolation acoustique,

•la Résistance au feu.

❖ **Résistance a la flexion**

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

$e \geq L_0/10$

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

$L_0 = 1.50m$

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

On adoptera une épaisseur de 15 cm.

❖ **Isolation acoustique :**

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

L =13,3 log (10M) si M < 200 kg/m²

L =15 log (M) + 9 si M > 200 kg/m²

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m²

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

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

❖ **La Résistance au feu :**

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

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

2.2 Les poutres :

Les dimensions minimales des poutres sont données par **(RPA 99 Art 7.5.1) :**

$b > 20\,cm$; $h > 30$ cm ; $h/b < 4$

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, leurs dimensions sont données selon les relations suivantes (art):

ht : hauteur comprise entre $L/15 \leq ht \leq L/10$

b : largeur comprise entre $0.4ht \leq b \leq 0.7\ ht$

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chainage.

2.2.1 Poutres principales

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

L=470-45 =425cm

$$\frac{425}{15} \leq ht \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28.33cm \leq ht \leq 42.5cm,$$

On opte pour : $\mathbf{h_t = 40\ cm.}$

$$0.4\times 40 \le b \le 0.7\times 40 \Rightarrow 16cm \le b \le 28cm,$$

On opte pour : **b = 35 cm.**

Vérification des conditions sur RPA

h = 40 cm > 30 cm

b= 35 cm > 20 cm ⟹ Toutes les conditions sont Vérifiées.

h/b = 1.16 < 4

Section adoptée

Poutres principales ⟹ (35x40) cm²

2.2.2 Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

On a l_{max} =410 cm

$$L = 455 - 45 = 410cm$$

$$\frac{410}{15} \le h \le \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33cm \le h \le 41cm$$

On opte pour : **h = 35 cm**

$$0.4\times 35 \le b \le 0.7\times 35 \Rightarrow 14cm \le b \le 24.5cm$$

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

Vérification des conditions sur RPA

h = 35cm > 30 cm

b= 30 cm > 20 *cm* ⟹ Toutes les conditions sont Vérifiées.

h/b = 1.16 < 4

Section adoptée

Poutres secondaires ⟹ (30x35) cm²

2.3 Les voiles :

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

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

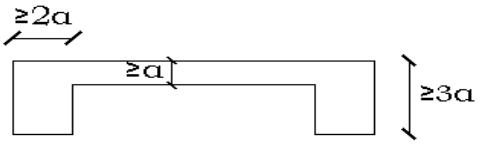
e_p : épaisseur des voiles,

L : longueur min des voiles.

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

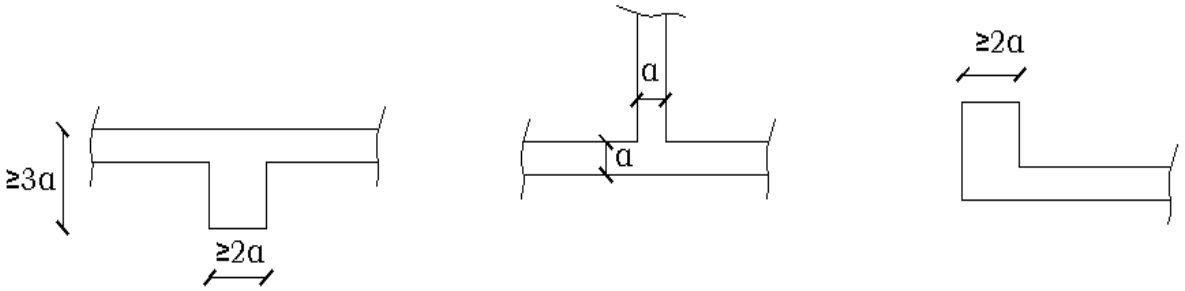
$$e_p \geq \max\left(\frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20}\right) = \frac{he}{20}$$

1er cas :



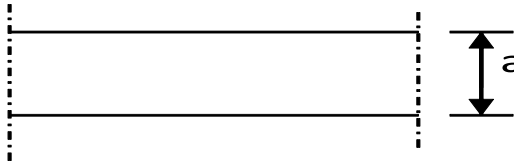
$$\alpha \geq \frac{h_e}{25}$$

2eme cas :



$$\alpha \geq \frac{h_e}{22}$$

3eme cas :



$$\alpha \geq \frac{h_e}{20}$$

Dans notre cas, on prend

pour le RDC : 340- 40= 300cm, e ≥ 300/20 = 15cm,

pour l'étage courant **:** 306- 40 = 266 cm, nous donne e≥ 266/20 = 13.3cm.

Nous adopterons ceci :

les voiles RDC une épaisseur de $\mathbf{e_p=20cm,}$

les voiles étage courant une épaisseur de $\mathbf{e_p=15cm,}$

donc :

$L \geq 4xe_p = 4x15 = 60cm$ pour l'étage courant

$L \geq 4xe_p = 4x\ 20 = 80cm$ pour le RDC

on opte pour l'épaisseur des voile : 20cm .

2.4 Détermination des charges et surcharges

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

2.4.1 Charges permanentes

Plancher en corps creux de la terrasse

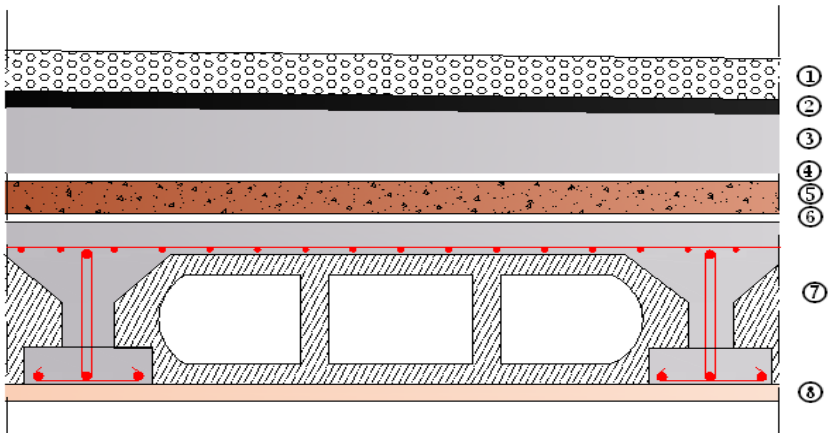


Figure: coupe verticale du plancher corps creux terrasse

Tableau: Charges revenant au plancher corps creux terrasse

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
①	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1,00
②	Etanchéité multicouches	2	-	0,12
③	Forme de pente en béton	8	25	2,00
④	Feuille de polyane	-	-	0.01
⑤	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
⑥	Feuille de polyane	-	-	0.01
⑦	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
⑧	Enduit de plâtre	2	10	0,20
		$G_{pt1} = 6,35\,(KN/m^2)$		

Plancher étage courant

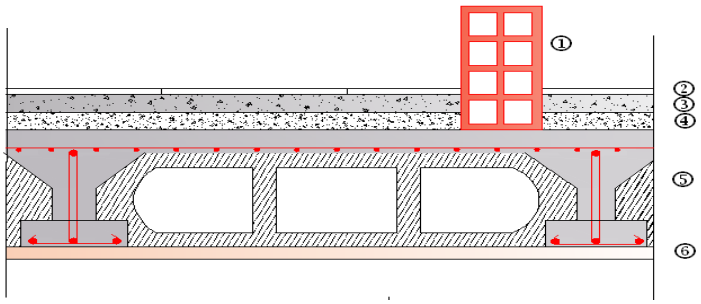


Figure: coupe du plancher corps creux étage courant

Tableau : Charges revenant au plancher corps creux étage courant

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

Tableau: Charges permanentes revenant au mur intérieur

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

Mur extérieur

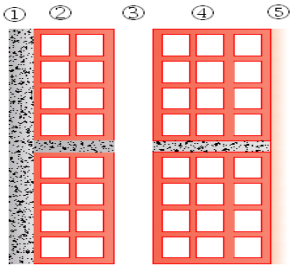


Figure : coupe verticale du mur extérieur

Tableau : Charges revenant au mur extérieur

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN/m^3)$	G(kN/m²)
①	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
③	Lame d'air	5	-	-
④	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2	10	0,20
		$G_{me} = 2.54\,(kN/m^2)$		

G=0.54+ 0.90x2 + 0.20=2.54 kN /m².

Remarque :

La charge des murs extérieur *et intérieure* (G_{me}) est par mètre carré de **surface verticale.**

2.5 L'acrotère

Calcul du poids propre **:**

$$G = \left[(0.7\times 0.1)+(0.1\times 0.2)-\left(0.03\times\frac{0.2}{2}\right)\right]\times 25$$

G_{ac}=1.925KN/ml

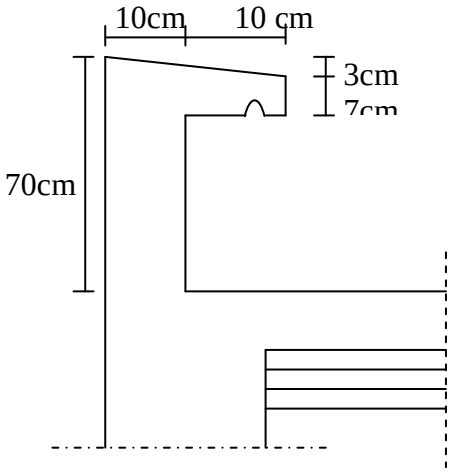


Figure 2.5 : Dimensionnement de l'acrotère

2.6 Les poteaux

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

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande portée d'influence est le poteau 13**.**

$$S_{pot} \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

avec

- S_{pot} : section transversale du poteau.
- N : Effort normal de compression a l'ELS à la base du poteau.
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton =15 MPa.

2.6.1 Charges et surcharges revenant au poteau :

① Surface d'influence :

S =S1+S2+S3+S4

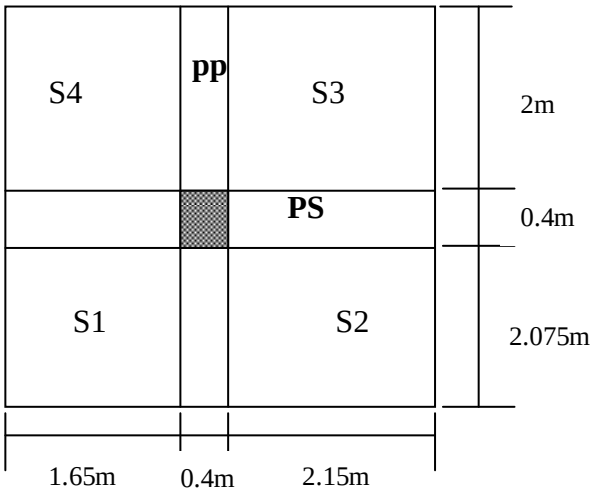
S1= 2.075x1.65 =3.42 m^2,

S2= 2.075x2.15 =4.46 m^2

S3= 2.15x2= 4.30 m^2

S4=1.65x2=3.3 m^2

S =3.42+4.46+4.30+3.3=15.48 m^2



② Poids propre des éléments

Plancher courant: G_{pc} x S = 5.5 x 15.48= 85.14 kN

Plancher terrasse : G_{pt} x S = 6.35 x 15.48 = 95.30 kN

- **Poutres**

Poutres principales : ρ x b_{pp1} x h_{pp1} x (2+2.075) = 25x0.35x0.40x4.075=14.26 kN

Poutres secondaires : ρ x b_{ps} x h_{ps} x $(2.15 + 1.65)$= 25x0.3x0.35 x3.80 = 9.97 kN

Poids poutres principales + poids poutres secondaires =14.26+9.97=24.23kN

- **Poteaux :**

Pour le pré dimensionnement des poteaux ,on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

b= 25 cm.

h=25cm .

Poteau RDC : ρ x S x h_{RDC} = 25x0.25x0.25x3.40=5.31 kN

Poteaux étage courant **:** ρ x S x h_{ec} = 25x0.25x0.25x3.06=4.78 kN

③ Surcharge d'exploitation

RDC=4 KN/ m²,

étage courant : Q=1,50KN/ m²,

Terrasse : Q_{ter} =1,00 KN/ m²,

Escaliers : Q_{esc} = 2.50KN/m².

donc

RDC et étage courant: Q x S = 1.50 x 15.48 = 23.22 kN

Terrasse inaccessible : Q x S = 1.00 x 15.48 = 15.48 N

2.7 Dégression verticale des surcharges d'exploitation

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

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

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

pour le toit ou la terrasse……..Q_0

pour le dernier étage ……. ……Q

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

…….0,8Q

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

Donc :

Q_0=$1.00 \times 15.48 = 15.48\ KN$

$Q_1 = Q_2$ = =Q_7=$1.5\times 15.48 = 23.22 KN$

6^{eme}-	Q_o =15.48 KN
5^{eme}-	$Q_o + Q_1$ =38.7 KN
4^{eme}-	$Q_o + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ =59.60 KN
3^{eme}-	$Q_o + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$= 78.17 KN
2^{eme} -	$Q_o + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ =94.43 KN
1^{eme}-	$Q_o + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$=108.36KN
RDC	$Q_o + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$=119.97 KN
S/SOL	$Q_o + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$=178.02 KN

Fig. : Dégression verticale des surcharges d'exploitation.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

la charge totale

Nombre (n)	**6**	5	4	3	2	1	RDC	S/SOL
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71

Tableau : les valeurs de la relation (3+n)/(2n).

NIVEAU	**Charges permanentes [KN]**					**Surcharges d'exploitation [kN]**		**Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]**		
	Poids des planchers	**Poids des poutres**	**Poids des poteaux**	**G_{totale}**	**$G_{cumulée}$**	**Q_i**	**Q_C**		**Section trouvée $\frac{Ns}{\bar{\sigma}bc}$**	**Section adoptée**
6	95.30	20.67	4.78	120.75	120.75	15.48	15.48	136.23	90.82	35×35
5	85.14	20.67	4.78	110.59	231.34	23.22	38.7	270.04	180.02	35×35
4	85.14	20.67	4.78	110.59	452.52	23.22	61.92	514.44	342.96	35×35
3	85.14	20.67	4.78	110.59	563.11	23.22	85.14	648.25	432.16	40x40
2	85.14	20.67	4.78	110.59	673.7	23.22	108.36	746.06	497.37	40x40
1	85.14	20.67	4.78	110.59	784.29	23.22	131.58	915.87	610.58	45x45
RDC	85.14	20.67	5.31	111.12	895.41	23.22	154.8	1050.21	700.14	45x45
S/Sol	85.14	20.67	4.78	110.59	1006	23.22	178.02	1184.02	789.35	45x45

Tableau : récapitulatif de la descente de charge

Remarque

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

❖ **Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1)**

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\ \text{cm}$ ..... ①

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq {}^{h_e}/_{20}$ ..... ②

$1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} < 4$ ..... ③

S/SOL :

- Min (b_1 , h_1) = min (45cm ,45cm) =45 cm $> 25\ cm$ …√
- Min (b_1 , h_1) = 45cm $> {}^{h_e}/_{20} = {}^{266}/_{20}$ = 13.30 cm ……..√
- $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{45}/_{45} = 1 < 4cm$ ……..√

RDC :

- Min (b_1 , h_1) = min (45cm ,45 cm) =45 cm $> 25\ cm$ …√
- Min (b_1 , h_1) = 45 cm $> {}^{h_e}/_{20} = {}^{300}/_{20}$ = 15 cm ……..√
- $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{45}/_{45} = 1 < 4cm$ ……..√

1er,

- Min (b_1 , h_1) = min (45cm ,45 cm) = 45 cm > 25 cm ……..√
- Min (b_1 , h_1) = 45 cm $> {}^{h_e}/_{20} = {}^{266}/_{20}$ =13.3 cm ……..√

 $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{45}/_{45} = 1 < 4$ ……..√

2éme,3éme :

- Min (b_1 , h_1) = min (40cm ,40 cm) = 40 cm > 25 cm ……..√
- Min (b_1 , h_1) = 40cm $> {}^{h_e}/_{20} = {}^{266}/_{20}$ =13.3 cm ……..√

 $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{40}/_{40} = 1 =< 4$ ……..√

4éme,5éme,6éme :

- Min (b_1 , h_1) = min (35cm ,35cm) = 35 cm > 25 cm ……..√
- Min (b_1 , h_1) = 35cm $> {}^{h_e}/_{20} = {}^{286}/_{20}$ =13.3 cm ……..√

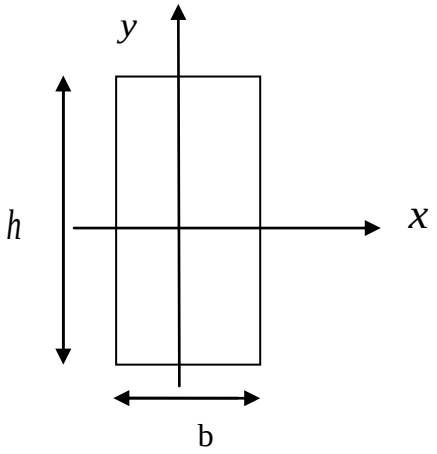
 $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{35}/_{35} = 1 =< 4$ ……..√.

Conclusion : les dimensions des sections des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

❖ **Vérification des poteaux au flambement**

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

$$\lambda \leq 50$$



Avec :

- $\lambda = \frac{l_f}{i}$: L'élancement du poteau,
- l_f : longueur de flambement, ($l_f = 0.707\ l_0$),
- L_0: hauteur libre du poteau,
- i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{Iy}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$,
- I : moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe **yy** (axe faible),
- S_{pot}: section du poteau.

donc :

AN

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \qquad I = \frac{ab^3}{12}$$

Avec : I : Moment d'inertie.

B = ab = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7\,L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7\,L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{\frac{12}{ab}}}} = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{b}$$

-Poteau du S/ Sol(45x45) cm², L_0 = 3.06-0.40=2.66 m $\Rightarrow$ $\lambda = 14.33 \prec 50$ vérifiée.

-poteau du RDC et (45x45) cm^2 L_0 =3.40-0.40=3.0m $\Rightarrow$ $\lambda = 16.16 \prec 50$ vérifiée.

-Poteaux du 1^{er} étage (45x45) cm², L_0 =3.06-0.40=2.66 m $\Rightarrow$ $\lambda = 14.33 \prec 50$ vérifiée.

-Poteau du 2^{eme} 3^{eme} (40x40) cm², L_0 =3.06-0.40=2.66 m $\Rightarrow$ $\lambda = 16.12 \prec 50$ vérifiée.

-Poteau du 4^{eme} ,$5^{éme}$ et 6^{eme} (35×35) cm², L_0 =3.06-0.40=2.66 m $\Rightarrow \lambda = 18.42 \prec 50$ vérifiée.

Conclusion :

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

Introduction

Dans ce chapitre, on fera l'étude des éléments constitutifs de notre ouvrage tel que : l'acrotère, le plancher, le balcon, l'escalier …..etc.

Rappelons que, le calcul proprement dit sera basé sur les règles en vigueur du **BAEL 91.**

3. L'acrotère :

L'acrotère est un élément destinées à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, il sera calculé comme console encastrées au niveau de la poutre du plancher terrasse.

3.1 Calcul de l'acrotère :

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

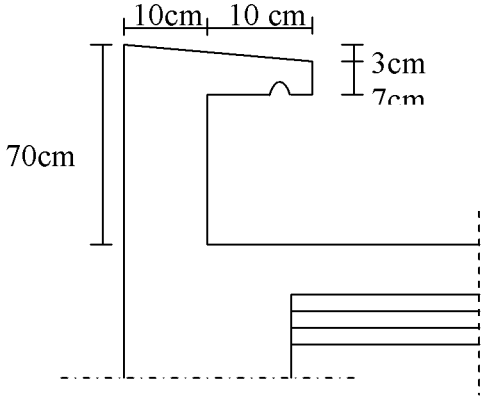


Figure : Dimensionnement de l'acrotère

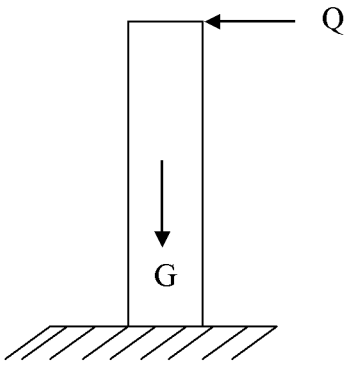


Figure : Schéma statique de l'acrotère

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

3.1.1) Détermination des sollicitations

- Poids propre de l'acrotère : **G=ρ x S=1.962KN /ml.**
  - Surcharge d'exploitation : **Q= 1.00 KN/ml.**
  - Effort normal du au poids propre G : **N**= G×1 = **1.962KN.**
  - Effort tranchant : **T**= Q×1 = **1.00 KN.**

- Moment fléchissant max du à la surcharge Q : **M**= Q×h×1= **0.70KNm.**

le diagramme des efforts sont représentes sur la **figure3.3** ci-après :

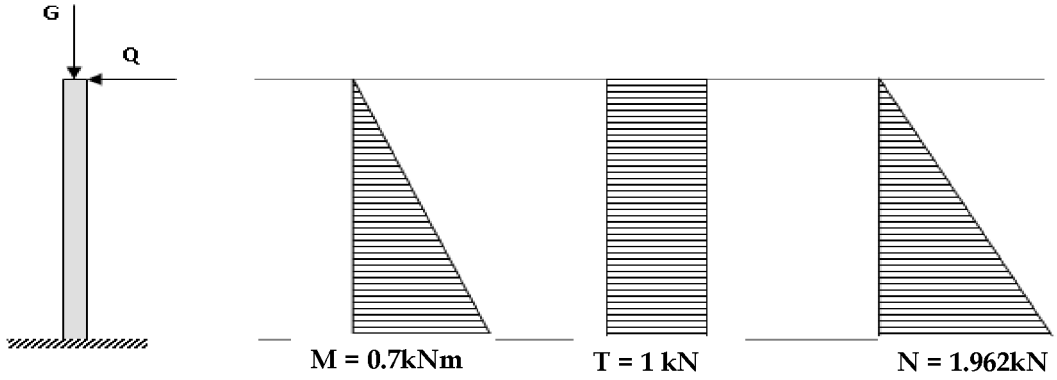


Diagramme des efforts internes (M, N, T)

3.1.2) Combinaisons de charges

a- Etat limite ultime

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

- **Effort normal de compression**

$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1.962 = 2,648kN$

- **Effort tranchant**

$T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5kN$

- **Moment fléchissant**

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

b- Etat limite de service

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

- **Effort normal de compression**

$N_s = G = 1.962kN$

- **Effort tranchant**

$T_s = Q = 1KN$

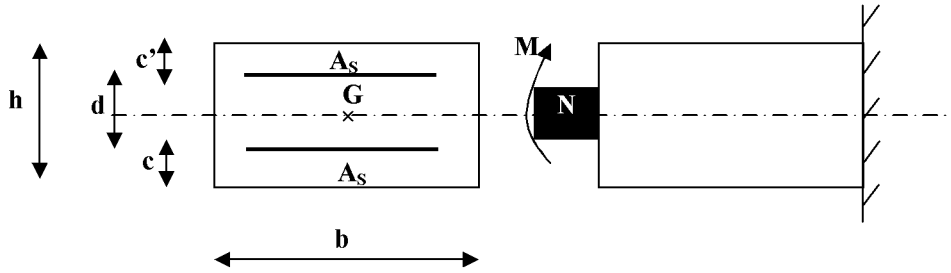
- **Moment fléchissant**

$M_s = Mq = 0,7kNm$

3.1.3) Calcul des armatures à L'ELU

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

Le travail consiste à l'étude d'une section rectangulaire (b x h) soumise à une flexion composée, sous un effort normal Nu et un moment de flexion Mu (figure3.4).



Section rectangulaire soumise à la flexion compose

h : épaisseur de la section =10cm,

b : largeur de la section =100cm,

c et **ć** : enrobage =3cm,

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

a- Etat limite ultime

Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2.648} \approx 0,39m \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,03\right) = 0,02m$$

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

Le calcul des armatures se fera en deux étapes :

- **<u>Etape fictive</u> (flexion simple)**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 1,05 + 2,648 \times (0,05 - 0,03) = 1.102KN.m$$

$$M_f = f_{bu}.b.d^2.\mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{1,102 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 7^2} = 0,0158 \ \langle \ \mu_{id} = 0,186 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st}.d.\beta_f} = \frac{1,102 \times 10^3}{348 \times 7 \times 0,995} = 0,45cm^2$$

- **Etape réelle (flexion composée)**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,45 - \frac{2,648 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,37 cm^2$$

3.1.4) Vérifications à l'ELU

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

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

Calcul de l'excentricité e_s

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,7}{1.962} = 0,356m.$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{35.6 - 0,455 \times 7}{35.6 - 0,185 \times 7}\right] \times 100 \times 7 = 0.799 cm^2$$

A_S =0,34 cm^2 ≤ **A_{min}**=0 ,799 cm^2.....**Condition non vérifiée**.

Le ferraillage se fera avec la section minimale.

Soit : **A_S = 5HA8 =2.51cm^2/ml** avec un espacement **S_t = 20cm.**

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0,63 cm^2$$

Soit : **A_r = 4HA8 = 2.01cm^2 /ml** avec un espacement de **S_t =25cm.**

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

La fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que : **τu < $\overline{\tau u}$**

$\overline{\tau_U} = [\min \frac{0.15 x\, f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa]

$\overline{\tau_U}$ = min {0.15 x25/ 1.5 ; 4MPa} = min{2.5 ; 4 MPa}= 2.5 MPa

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

Ou V_U=T=1.5 X Q= 1.5 KN ⇒ $\tau_u = \frac{1.5}{7 \times 100} = 0.002 KN/cm2$

$\overline{\tau u} < \tau u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \sum U_i} \qquad \text{Avec : } \overline{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28.}$$

Aciers haute adhérence $\Rightarrow \Psi_S = 1.5 \rightarrow \overline{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 \Rightarrow \overline{\tau}_{se} = 3.15$ MPa.

$\sum \mathbf{U_i}$ **:** somme des périmètres utiles des barres.

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

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 10.05 \times 10} \rightarrow \tau_{se} = 0.236 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0.236 \text{MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15$ MPa **.....condition vérifiée.**

Donc pas de risque d'entrainement des barres.

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

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

$$l_S = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} \rightarrow \tau_{Su} = 0.6\psi_s^{\,2} f_{t28} = 0.6x1.5^2 \text{x}2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

On adoptera alors :

l_s =30cm

3.1.5 Vérification à l'ELS

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

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

3.1.5.1) Contrainte dans les aciers

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$$

On à des aciers : HA : Ø≥6mm et FeE400 =>η=1,6 (coefficient de fissuration).

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\{2/3x400; 110\sqrt{(1.6x\,2.1)}\} = \min\{266.67 ; 201.63\} \Rightarrow \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta 1 \text{ x d x Ast}}$$ Avec : β_1 est fonction de ρ

$$\rho = \frac{100\ x\ Ast}{b\ x\ d} = \frac{100x\ 2.51}{100x\ 7} = 0.358 \Rightarrow \beta 1 = 0.907 \longrightarrow K_1 = 38.76$$

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

$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \Rightarrow$ condition vérifiée.

3.1.5.1) Contrainte dans le béton

$\sigma_{bc} = k \text{ x } \sigma_{st} = \frac{1}{k1} \text{ x } \sigma_s$; $K = \frac{1}{k1} = 0.025$

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

$\sigma_{bc} = 1.13\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$**.....condition vérifié**

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

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

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

$$\mathbf{F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P}$$

avec

- A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas A= 0.15 (Zone IIa et groupe d'usage 2).
- CP : facteur de force horizontal (variant entre 0.3 et 0.8). L'acrotère est un élément en console ⇒ Cp = 0.8
- Wp : poids de l'élément considéré (WP = 1.962 kN/ml)

$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.962 = 0.941$ KN/ml < Q= 1kN/ml

Fp < Q =1KN/ml..... condition vérifié.

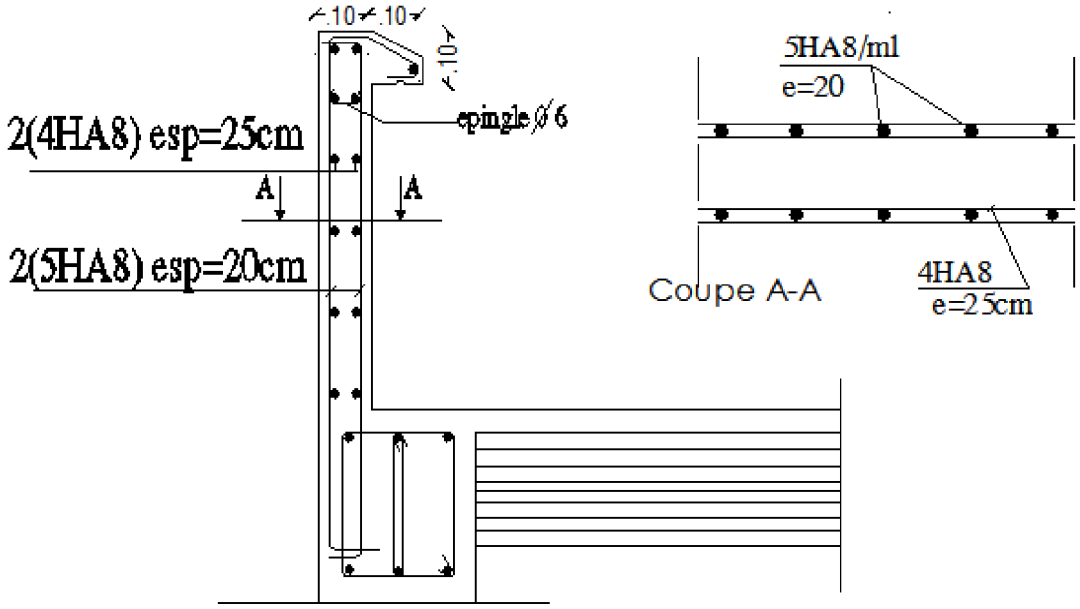
Conclusion :

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

L'acrotère sera ferraillé comme suit :

Armatures principales : **5HA8/ml=2.51cm^2/ml** **avec e= 20cm.**

Armatures de répartition : **3HA8/ml= 2.01cm^2** **avec e= 25cm.**



Ferraillage de l'acrotère

3.2 Calcul des Balcons

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

3.2.1 Etude de la dalle pleine

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

largeur L = 1.20 m,

longueur l= 2.6 m.

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

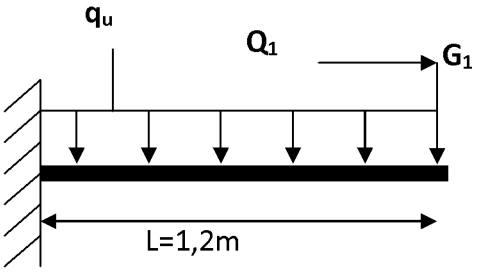


Schéma statique d'un balcon

3.2.2 Dimensionnement

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

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

$e \geq \frac{120}{10} = 12$ cm on pend: e = 15 cm

Un garde de corps de hauteur :1.2m .

Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de 1 ml de longueur dont la section est soumise à la flexion simple.

3.2.3 Détermination des Sollicitations

a) Charges permanentes

Tableau : Les charges permanentes revenant au balcon.

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

b) Charge concentrée du mur extérieur (cloison)

Tableau : charges concentrées revenant au balcon

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN/m^3)$	G (kN / m ^{2})
①	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
③	Lame d'air	5	-	-
④	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2	10	0,20
		$G_{me} = 2.54\,(\text{kN /m}^2)$		

c) Surcharge d'exploitation

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

3.2.4 Combinaisons de charges

à l'ELU :

$q_u = 1.35\,G + 1.5\,Q$

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

Mur exterieur en brique creuse : $q_{u2} = 1.35 \times 2.54 = 3.43$ KN/ml

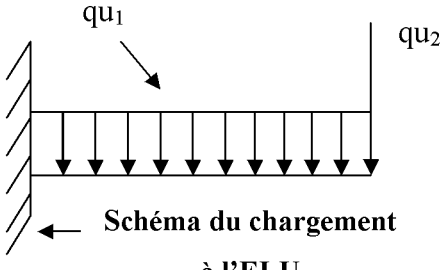


Schéma du chargement à l'ELU

à l'ELS :

$q_s = G + Q$

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

mur exterieur: $q_{s2} = 2.54$ kN/ml

3.2.5 Calcul à l'ELU :

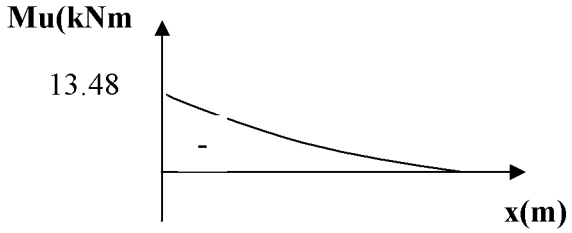
Calcul moments fléchissant : $0 \leq x \leq 1.20$

$\sum M=0 \Rightarrow Mu + q_{u1}.\frac{x^2}{2} + q_{u2}.x = 0$

$\Rightarrow M_u = -q_{u1}\frac{x^2}{2} - q_{u2}\,x$

Pour $x=0 \rightarrow M_u = 0$

Pour $x=1.20 \rightarrow M_u = -6.505x1.2^2 - 3.43x1.2 = -13.48$kNm



Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

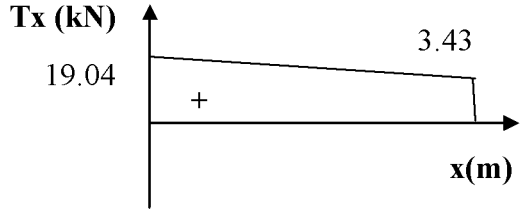
Calcul des efforts tranchants : $0 \leq x \leq 1.20$

$\sum Fv=0 \Rightarrow T_y - qu1.x - q_{u2} = 0$

$\Rightarrow T_y = qu1.x + q_{u2}$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = q_{u2} = 3.43$ kN

Pour $x=1.20 \rightarrow T_y = 13.01x1.2 + 3.43 = 19.04$kN



Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

3.2.6 Ferraillage :

- **armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.48x\,10^3}{100\,x\,13^2\,x\,14.2} = 0.056$$

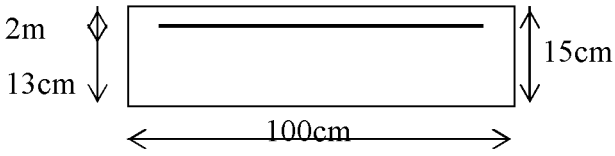
$0.056 < \mu_I = 0.392$

$\Rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu = 0.056 \quad \beta = 0.971$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta\, d\, x\sigma_{st}} = \frac{13.01x10^3}{0.971x\,13x\,348} = 2.96cm^2$$

Soit : 5HA14= 7.69 cm^2 avec : St =100/5 =20cm



- $A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 cm^2$ **armatures de répartition**

Soit : 4HA10 = 3.14 cm^2 avec un espacement : **S_t = 25 cm**

3.2.7 Vérification à l'ELU

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

$$A_{min} = \frac{0.23bdft_{28}}{fe} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 cm^2$$

$A_{min} = 1.57 cm^2 < A_{adoptée} = 7.69 cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

3.2.7.2 Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art6.13/BAEL 91)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \overline{\tau}_{se}$$ avec : $\overline{\tau}_{se} = \psi_s ft_{28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3.15 MPa$; $\Sigma u_i = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.38 cm^2$

$$\tau_{se} = \frac{19.04 \times 10}{0.9 \times 13 \times 26.38} = 0.62 MPa < \overline{\tau}_{se} = 3{,}15 MPa \Rightarrow$$ Condition vérifiée.

3.2.7.3 Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91)

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

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

avec :

$$\tau_u = \frac{19.04 \times 10}{100 \times 13} = 0.146 MPa < \overline{\tau}_u = 2.5 MPa \Rightarrow$$ Condition vérifiée

$$\overline{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$ (Fissuration préjudiciable)

Pas de risque de cisaillement =>Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.2.7.4 Vérification de l'écartement des barres

Armatures principales : S_t = 20cm < min (3h ; 33cm) = 33cm. $\Rightarrow$ Condition vérifiée

Armatures secondaires: St = 25 cm < min (4h ; 45cm) = 45cm. $\Rightarrow$ Condition vérifiée

3.3 Calcul à l'ELS

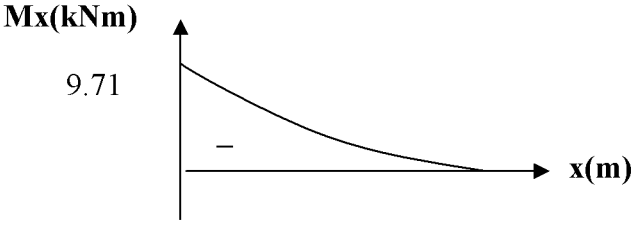
Calcul moments fléchissant : $0 \leq x \leq 1.20$

$\sum \mathbf{M} = 0 \Rightarrow \quad M_s + q_{s1}.\frac{x^2}{2} + q_{s2}.x = 0$,

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

Pour x=0→ $M_s = 0$

Pour x=1.20→$M_s = -9.71 kNm$



Diagrammes des moments Fléchissant à l'ELS

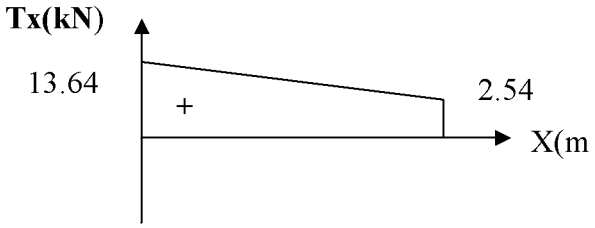
Calcul des efforts tranchants : $0 \leq x \leq 1.20$

$\sum Fv = 0 \Rightarrow \quad T_s - q_{s1}.x - q_{s2} = 0$

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

Pour x=0 $\Rightarrow T_s = q_{s2} = 2.54$ kN

Pour x=1.20 $\Rightarrow T_s = 9.25 \times 1.2 + 2.54 = 13.64$kN



Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS

3.3.1 Vérification des contraintes dans le béton

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

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

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

-la section est rectangulaire,

- a nuance des aciers est FeE400.

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

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

$\gamma = \frac{13.48}{9.71} = 1.40$

$\mu = 0.056 \Rightarrow \alpha = 0.117 < \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

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

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

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

Dans ce cas aucune condition n'est à effectuer.

3.3.3 Vérification de la flèche :

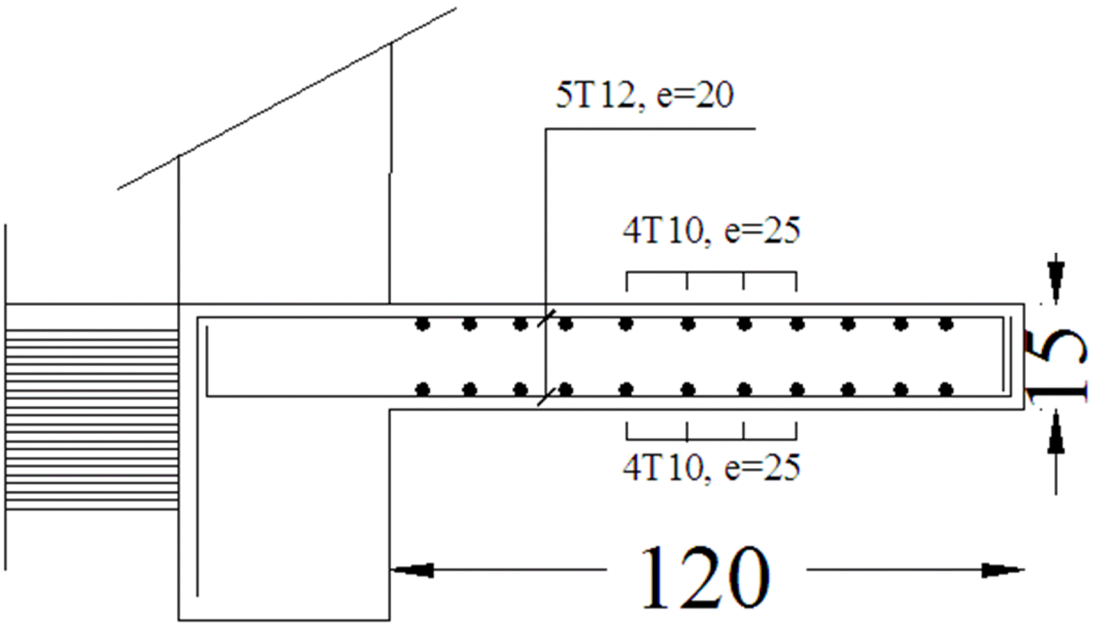
D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{12} = 1{,}25 > 0{,}0625$..... condition vérifiée,

$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0{,}125 \geq \frac{11.93}{10\times11.93} = 0{,}1$ ..... condition vérifiée,

$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4{,}2}{fe} \Rightarrow \frac{7.69}{100\times13} = 0{,}0059 \leq \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$.....condition vérifiée.

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



Ferraillage de balcon

.calcul des planchers :

3. 4.1 Calcul des planchers en corps creux :

La structure comporte :

-des planchers en corps creux qui sont constitués de :

-poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée, assurant une fonction de portance. La distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65cm.

-corps creux utilisés comme coffrage perdu et qui servent aussi à l'isolation thermique et phonique.

-dalle de compression en béton armé elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but :

-limiter les risques de fissuration par retrait.

-résister aux efforts des charges appliquées sur surfaces réduite.

-repartir aux poutrelles voisines les charges localisées notamment celles des cloisons.

Etude de la dalle de compression :

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

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas exèdre les valeurs données par le (**BAEL91REVISER99/B.6.8,423**) :

20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,

33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) Armatures ⊥ aux poutrelles

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

avec :

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

Nous obtenons :

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

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

B) Armatures // aux poutrelles

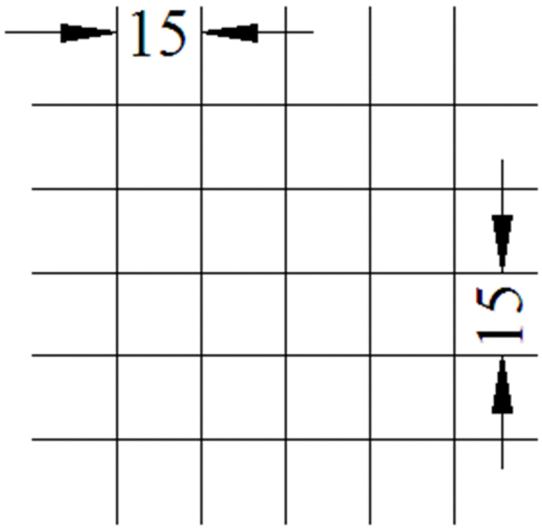
$$\mathbf{A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}}$$

Nous obtenons

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

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

❖ **Conclusion :** On optera pour un treillis soudé **TS 520 (5x150x5x150).**



TS 520 (150.150)

Ferraillage de la dalle de compression

3.4.2. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes.

1ere étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

Chargement :

Poids propre de la poutrelle……G = 0,04 x 0,12 x 25 = 0,12 KN/ml
Poids des corps creux ……G' = 0,95 x 0,65 = 0,62 KN/ml
Poids de la main d'œuvre…….Q = 1 KN/ml

Ferraillage à l'ELU :

La combinaison de charge à considérer : $q_u = 1,35\ G + 1,5\ Q$

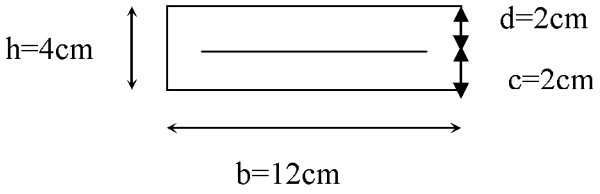
$q_u = 1,35\ (0,12 + 0,62) + 1,5\ x1 = 2,5 KN/ml$

Le moment en travée :

$Mt = q_u \times L^2 / 8 = 2.5\ (4.55)^2 / 8 = 6.46\ KN/ml$

L'effort tranchant :

$T = q_u \times L / 2 = 2.5\ (4.55) / 2 = 5.68\ KN/ml$



Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.46x10^3}{12x2^2 x14,2} = 9.47 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

2éme étape : Après coulage de la dalle de compression :

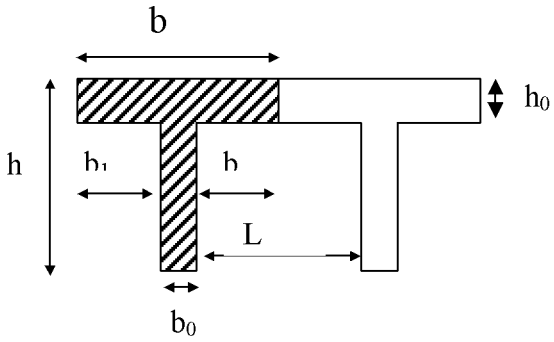
Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en Té qui repose sur plusieurs appuis, les charges et les surcharge seront considérées comme uniformément reparties sur l'ensemble de la poutrelle.

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

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

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

b_1=min (455/10, 65-12/2), donc $\mathbf{b_{1=26.5cm}}$



h :,hauteur de la poutrelle(16+4cm).

h_0 :, hauteur de la dalle de compression(4cm)
b_0 :, largeur de la nervure(12cm).
L_0 : distance entre deux poutrelles.
L' : longueur libre entre axe des poutrelles(65cm).
L : largeur de la plus grande travée.
b_1: largeur du l'hourdis(26.5cm).
$b= 2b_1 + b_0 = 2x\ 26.5 +12 =65cm$.

Combinaisons de charges :

- poids du plancher : G = 5,5x 0,65 = 3,575 KN/ml
- poids propre de la poutrelle : G=0.12x0.04x25=0.12KN/m
- surcharge d'exploitation : Q = 1,50 x 0,65 = 0,975 KN/ml

1) Calcul des efforts internes

3.4.3) Calcul des moments

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

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

❖ **Méthode forfaitaire :**

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

Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

Elle s'applique aux constructions dont

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

$Q \leq \max \{2G ; 5\ KN\}$

$Q = 0,975\ KN < 2G = 11\ KN$ Condition vérifiée

2) – le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées $\Rightarrow$ condition vérifiée

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

$L_i / L_{i+1} = 4,00 / 4 = 1$

$L_i / L_{i+1} = 4 / 4.55 = 0.89$ Condition vérifiée

$L_i / L_{i+1} = 4.55 / 4.4 = 1.03$

4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. Condition vérifiée

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

c) Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \dfrac{Q}{Q+G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

Comparaison $M_0 = \dfrac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

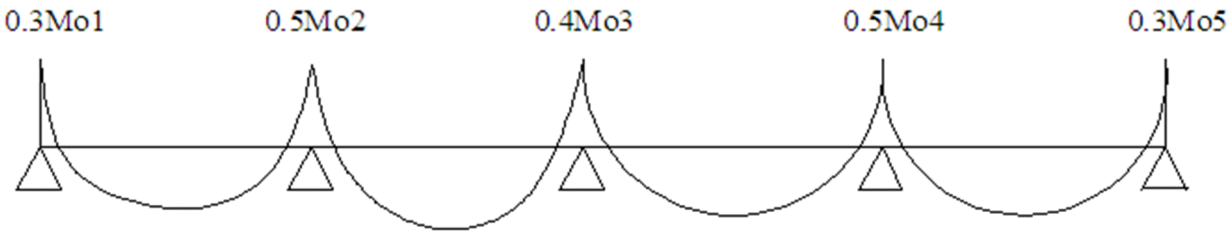
- M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

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

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



Application de la méthode *:*

- ELU : q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6.45 KN/ml
- ELS : qs = G + Q =4.67 KN/ml .

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5+5.5} = 0{,}22$$

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

A) Calcul des moments fléchissant :

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

Travée 1-2 : $M_{01} = \frac{q_u x l_{1-2}^2}{8} = 6{,}45 \times \frac{(4)^2}{8} = 12.9 KN.m$

Travée 2-3 : $M_{02} = \frac{q_u x l_{2-3}^2}{8} = \frac{6{,}45 x 4^2}{8} = 6{,}45 \times \frac{(4)^2}{8} = 12.90 KN.m$

Travée 3-4 : $M_{03} = \frac{q_u x l_{3-4}^2}{8} = 6{,}45 \times \frac{(4.55)^2}{8} = 16.69 KN.m$

Travée 4-5 : $M_{04} = \frac{q_u x l_{4-5}^2}{8} = \frac{6{,}45 x 4.4^2}{8} = 6{,}45 \times \frac{(4.4)^2}{8} = 15.60 KN.m$

- **Calcul des moments sur appuis**

$M_1 = 0.3\ M_{01} = 0.3 \text{ x } 12.90 = 3.87\text{KNm}$

$M_2 = 0.5\max(M_{01;}\ M_{02}) = 0.5\max(12.90\ ;\ 12.90) = 0.5\text{x}12.90 = 6.45\ \text{KNm}$

$M_3 = 0.4\max(M_{02;}\ M_{03}) = 0.4\max(12.90\ ;\ 16.69) = 0.4\text{x}16.69 = 6.67\text{KNm}$

$M_4 = 0.5\max(M_{03;}\ M_{04}) = 0.5\max(16.69\ ;\ 15.60) = 0.5\text{x}16.69 = 8.34\text{KNm}$

$M_5 = 0.3\ M_{04} = 0.3 \text{ x } 15.60 = 4.68\ \text{KNm}$

- **moments en travées.**

Travée 1.2 : $\begin{cases} M_t \geq -\frac{3.87+6.45}{2} + 1.07\text{x}12.90 = 8.64\ \text{KNm} \\ M_t \geq 0.63\text{x}12.90 = 8.127\ \text{KNm} \end{cases}$

Soit : $\mathbf{M_{1.2} = 8.64\ KNm}$

Travée 2.3 : $\begin{cases} M_t \geq -\frac{6.45_{+}6.67}{2} + 1.07\text{x}12.90 = 7.24\text{KNm} \\ M_t \geq 0.53\text{x}12.90 = 6.83\ \text{KNm} \end{cases}$

Soit : $\mathbf{M_{2.3} = 7.24\ KNm}$

Travée 3.4 : $\begin{cases} M_t \geq -\frac{6.67_{+}8.34}{2} + 1.07\text{x}16.69 = 10.35\ \text{KNm} \\ M_t \geq 0.53\text{x}16.69 = 8.84\ \text{KNm} \end{cases}$

Soit : $\mathbf{M_{3.4} = 10.35\ KNm}$

Travée 4.5 : $\begin{cases} M_t \geq -\frac{8.34+4.68}{2} + 1.07\text{x}15.60 = 10.18\ \text{KNm} \\ M_t \geq 0.63\text{x}15.60 = 9.82\ \text{KNm} \end{cases}$

Soit : $\mathbf{M_{4.5} = 10.18\ KNm}$

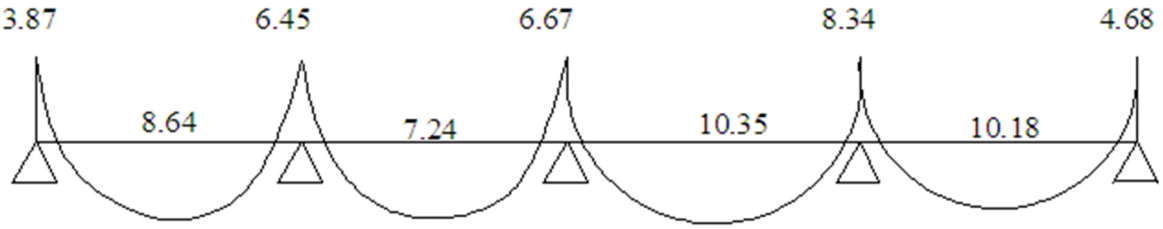


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

B) Calcul des efforts tranchants :

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

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

avec

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

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

T(x) : effort tranchant sur appui,

θ(x) : effort tranchant de la travée isostatique,

Mi et Mi+1 : moment sur appuis i, i+1 respectivement en valeur algébrique,

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée,

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée

L : longueur de la travée.

AN

$$\textbf{Travée } (1.2) \Rightarrow \begin{cases} T_1 = \frac{6.45\ x4}{2} + \frac{-6.45 + 3.87}{4} = 12.25\ \text{kN} \\ T_2 = -\frac{6.45\ x4}{2} + \frac{-6.45 + 3.87}{4} = -13.54\ \text{kN} \end{cases}$$

$$\textbf{Travée } (2.3) \Rightarrow \begin{cases} T_2 = \dfrac{6.45\ \text{x}4}{2} + \dfrac{-6.67 + 6.45}{4} = 12.84\ \text{kN} \\ T_3 = -\dfrac{6.45\ \text{x}4}{2} + \dfrac{-6.67 + 6.45}{4} = -12.95\ \text{kN} \end{cases}$$

$$\textbf{Travée } (3.4) \Rightarrow \begin{cases} T_3 = \dfrac{6.45\ \text{x}4.55}{2} + \dfrac{-8.34 + 6.67}{4.55} = 14.30\ \text{kN} \\ T_4 = -\dfrac{6.45\ \text{x}4.55}{2} + \dfrac{-8.34 + 6.67}{4.55} = -15.04\text{kN} \end{cases}$$

$$\textbf{Travée } (4.5) \Rightarrow \begin{cases} T_3 = \dfrac{6.45\ \text{x}4.4}{2} + \dfrac{-4.68 + 8.34}{4.4} = 15.02\ \text{kN} \\ T_4 = -\dfrac{6.45\text{x}4.4}{2} + \dfrac{-4.68 + 8.34}{4.4} = -13.35\ \text{kN} \end{cases}$$

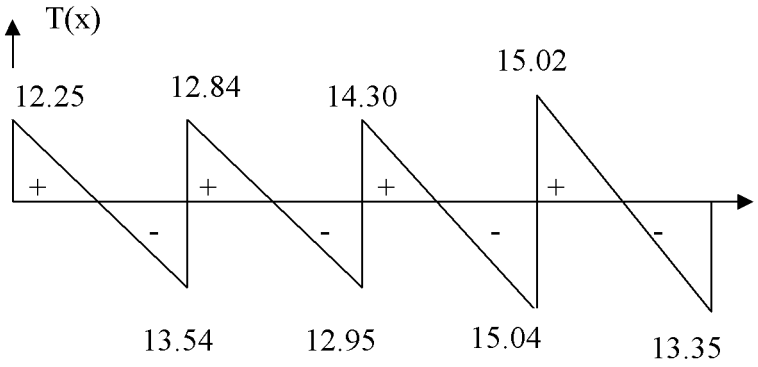


Diagramme des efforts tranchants

3 4.4. Calcul des armatures :

3. 4 .4.1.Calcul à ELU :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis

a) Armatures longitudinales :

- **En travées** :

Le moment maximal en travée

$M^{t}_{max} = 10.35$ KN.m

Le moment équilibré par la table de compression

$M = bxh_0x\left(d - \dfrac{h_0}{2}\right)xf_{bu}$ = 0,65 x 0,04 x (0,18-0,04/2) x 14.2 x 1000 = 59,07 KN.m

M= 59,07KNm

$M^{t}_{max} \leq M \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu_b = \frac{M^t_{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.35x10^3}{65x18^2 x14,2} = 0.034 < 0.392$$

$\mu_b \langle \mu_e$ La section est simplement armée.

$\mu_b = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,983$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa \quad \text{Donc :}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{10.35\times10^3}{0,983\times18\times348} = 1.68 \text{ cm}^2$$

Soit A_{st} = 3 HA10 = 2.35 cm²

- **Aux appuis**

Le moment max aux appuis :

M^{max}_a =8.125 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.34x10^3}{65x18^2 x14,2} = 0,027 < 0.392$$

$\mu_b \langle \mu_e$ la section est simplement armée

$\mu_b = 0,027 \Rightarrow \beta = 0,986$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa \quad \text{donc :}$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{8.34\times10^3}{0,986\times18\times348} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit

A^a = 2 HA10 = 1.57 cm²

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par **(Art A.7.2.12, BAEL91):**

$$\Phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max}\right\} = \min\left\{\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.\right\} = 0.57cm$$

θ_1^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre $2\phi 8$avec $A_t = 2T8 = 1\text{cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

L'espacement des cadres :

$St \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(0.9x18; 40cm) = 16,2cm$

Soit un espacement St = 15 cm

3. 4.4.2. Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

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

En travée :

$$A_t = 2.35 cm^2 > A_{min} = 0,26 cm^2 \qquad \textit{Condition vérifié}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1.57 cm^2 > A_{min} = 0,26 cm^2 \qquad \textit{Condition vérifié}$$

2) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 x d} = \frac{15.04 x 10}{18 x 12} = 0,69 MPa$$

Fissuration peu nuisible $\overline{\tau_u} = \min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5MPa\right\} = 3.33 MPa$

$\tau_u = 0,69 MPa < \overline{\tau_u}$ *Condition vérifiée*

3) Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 d \sum Ui} = \frac{15.04 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 1 \times \pi \times 10} = 2,95 MPa \qquad \textit{Condition vérifiée}$$

4) Ancrage des barres :

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

$l_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \overline{\tau_{Se}}}$, l_s = longueur de scellement droit

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

$$l_S = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,95} = 34\ cm$$

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

$l_S = 0,4 \text{ x } 34 = 13.6$cm

5) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{max} \leq 0{,}267 b_0 \times a \times f_{c28}$ avec a = 0,9d

$V_u^{max} \leq 0{,}267 \times 0{,}12 \times 0{,}9 \times 0{,}18 \times 10^3 \times 25 = 129{,}76KN.$

$V_u^{max} \leq 129{,}76KN$

Appuis de rive :

V_{max}=13.35KN < 129,76KN *Condition vérifiée*

Appuis intermédiaires :

V_{max} =15.04 < 129,76 KN *Condition vérifiée*

6) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

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

Appuis de rive :

$$A = 1{,}57 \geq \frac{1{,}15}{400 \times 10^{-1}} \times (13.35 + \frac{4.68}{0{,}9 \times 0{,}18}) = \quad 1.21 cm^2$$

$A = 1.57 \geq 1.21$ *Condition vérifiée*

Appuis intermédiaires :

$$A = 2{,}35 \geq \frac{1{,}15}{400 \times 10^{-1}} \times (15.04 + \frac{10.35}{0{,}9 \times 0{,}18}) = -1.40$$

$A = 2.35 \geq -1.4 cm^2$ *Condition vérifiée*

7) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 a} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0{,}9d$

$\overline{\sigma}_{bc} = 1{,}3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}3 \times \frac{25}{1{,}5} = 21{,}66MPa$

$\sigma_{bc}^{max} = \frac{15.04 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 120} = 0{,}77 < \overline{\sigma}_{bc}$ *Condition vérifiée*

3.4.5. Calcul à L'ELS

$q_S = 3{,}575 + 0{,}975 = 4{,}67\ kN/ml$

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

Travée 1-2 : $M_{01} = \frac{q_u x l_{1-2}^2}{8} = \frac{4.67 x 4^2}{8} = 9.34KNm$

Travée 2-3 : $M_{02} = \frac{q_u x l_{2-3}^2}{8} = \frac{4{,}67 x 4^2}{8} = 9.34KNm$

Travée 3-4 : $M_{03}= \frac{q_u x l_{3-4}^2}{8} = \frac{4{,}67x4.55^2}{8} = 12.085KNm$

Travée 4-5 : $M_{04}= \frac{q_u x l_{4-5}^2}{8} = \frac{4{,}67x4.4^2}{8} = 11.30KNm$

- **Calcul des moments sur appuis**

$M_1 = 0.3\ M_{01} = 0.3 \text{ x } 9.34 = 2.80 \text{ KNm}$

$M_2 = 0.5max(M_{01;}\ M_{02}) = 0.5\,max(9.34\,;9.34) = 0.5x9.34 = 4.67KNm$

$M_3 = 0.4max(M_{02;}\ M_{03}) = 0.4\,max(9.34\,;\ 12.085) = 0.4x12.085 = 4.83KNm$

$M_4 = 0.5max(M_{03;}\ M_{04}) = 0.5\,max(12.085\,;11.30) = 0.5x12.085 = 6.042KNm$

$M_5 = 0.3\ M_{04} = 0.3 \text{ x } 11.30 = 3.39 \text{ KNm}$

- **moments en travées.**

Travée 1.2 : $\begin{cases} M_t \geq -\frac{2.80+4.67}{2} + 1.07x9.34 = 6.25 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.63x9.34 = 5.88 \text{ KNm} . \end{cases}$

Soit : $\mathbf{M_{1.2} = 6.25 \text{ KNm}}$

Travée 2.3 : $\begin{cases} M_t \geq -\frac{4.67+4.83}{2} + 1.07x9.34 = 5.24KNm \\ M_t \geq 0.53x9.34 = 4.95 \text{ KNm} \end{cases}$

Soit : $\mathbf{M_{2.3} = 5.24 \text{ KNm}}$

Travée 3.4 : $\begin{cases} M_t \geq -\frac{4.83_+6.042}{2} + 1.07x12.085 = 7.49 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.53x12.085 = 6.40 \text{ KNm} \end{cases}$

Soit : $\mathbf{M_{3.4} = 7.49 \text{ KNm}}$

Travée 4.5 : $\begin{cases} M_t \geq -\frac{6.042+3.39}{2} + 1.07x11.30 = 7.37 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.63x11.30 = 7.11 \text{ KNm} \end{cases}$

Soit : $\mathbf{M_{4.5} = 7.37 \text{ KNm}}$

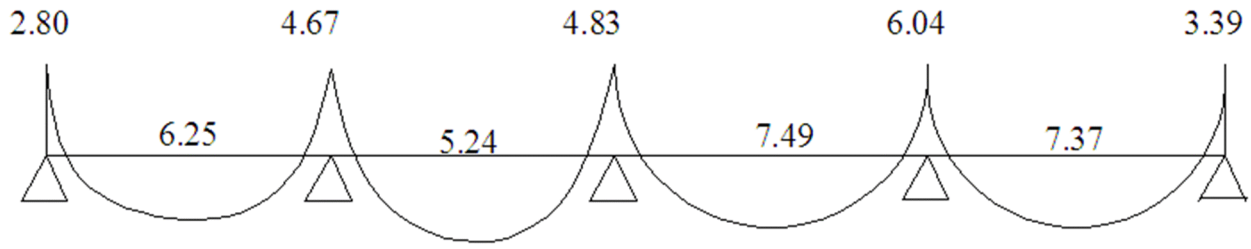


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

- **Les efforts tranchants**

$$\textbf{Travée } (1.2) \Rightarrow \begin{cases} T_1 = \dfrac{4.67 \text{ x}4}{2} + \dfrac{-4.67 + 2.8}{4} = 8.87 \text{ kN} \\ T_2 = -\dfrac{4.67 \text{ x}4}{2} + \dfrac{-4.67 + 2.8}{4} = -9.80 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\textbf{Travée } (2.3) \Rightarrow \begin{cases} T_2 = \dfrac{6.67 \text{ x}4}{2} + \dfrac{-4.83 + 4.67}{4} = 13.3 \text{ kN} \\ T_3 = -\dfrac{6.67 \text{ x}4}{2} + \dfrac{-4.83 + 4.67}{4} = -13.38 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\textbf{Travée } (3.4) \Rightarrow \begin{cases} T_3 = \dfrac{6.67 \text{ x}4.55}{2} + \dfrac{-6.04 + 4.83}{4.55} = 14.90 \text{ kN} \\ T_4 = -\dfrac{6.67 \text{ x}4.55}{2} + \dfrac{-6.04 + 4.83}{4.55} = -15.44 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\textbf{Travée } (4.5) \Rightarrow \begin{cases} T_3 = \dfrac{6.67\text{x}4.4}{2} + \dfrac{-3.39 + 6.04}{4.4} = 15.27 \text{ kN} \\ T_4 = -\dfrac{6.67\text{x}4.4}{2} + \dfrac{-3.39 + 6.04}{4.4} = -14.07 \text{ kN} \end{cases}$$

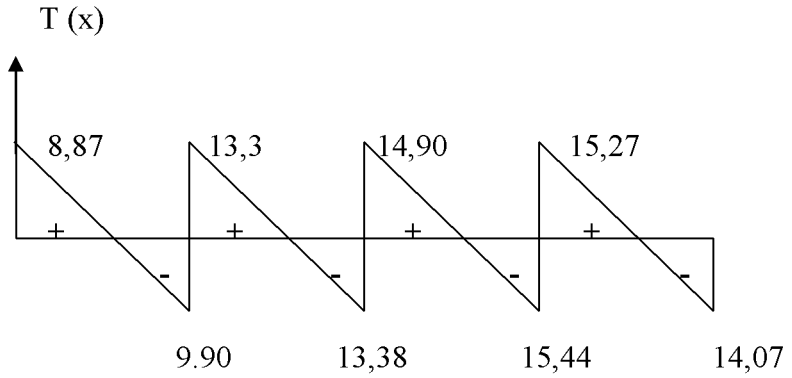


Diagramme des efforts tranchants

3.4 .5.1. Vérification des contraintes à l'ELS :

a) Etat limite de résistance du béton en compression :

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

- **En travées :** At = 2.35 cm².

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088$$

$$\rho = 1.088 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}856,\ \alpha_1 = 0{,}432 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$\Rightarrow$ K=0.050

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A\ .\beta d} = \frac{7.49x10^3}{2.35 \times 0{,}856 \times 18} = 206.85..\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0{,}050$x 206.85= 10.34MPa

$\sigma_{bc} = 10.34$ MPa $< \overline{\sigma}_{bc} = 15$MPa *Condition vérifiée.*

- **Aux appuis :** $A_a = 1{,}57$cm²

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1{,}57}{12 \times 18} = 0{,}726$$

$$\rho = 0{,}726 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}876 \quad \alpha_1 = 0{,}372 \qquad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$\alpha_1 = 0{,}372 \Rightarrow$ K = 0,039

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_S.\beta d} = \frac{6.04x10^3}{1.57 \times 0{,}876 \times 18} = 243.98\,\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0{,}039 \text{ x } 243.98 = 9.51 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 9.51 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ *Condition vérifiée.*

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

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

c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

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

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

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$

.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{455} = 0{,}043 < \frac{1}{16} = 0{,}06$$

La 1 ère condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

d) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{4550}{500} = 9.1mm$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

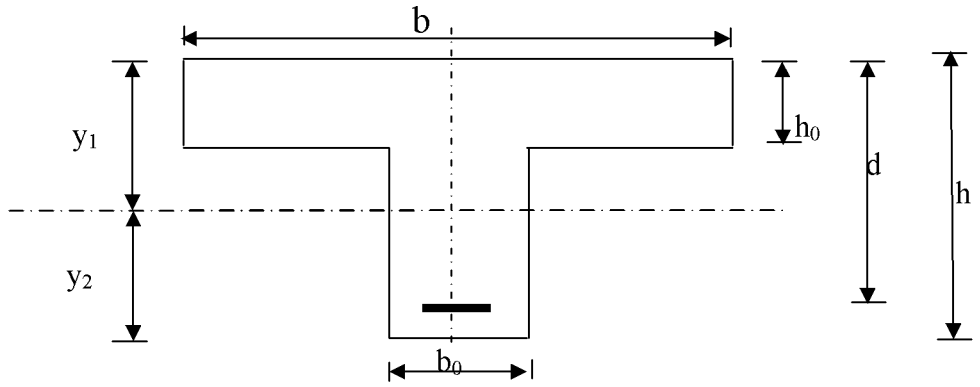
E_V : Module de déformation différé

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

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

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

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



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

$y_1 = \dfrac{S}{B_0}$; avec : B_0 la section homogénéisée

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

Aire de la section homogénéisée :

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

$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12)\,x4 + 15 \times 2.35 = 487.25\ cm^2$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 cm^2$$

$$y_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.4} = 7.10 cm$$

$$y_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.90 cm$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.10^3 + 12.90^3) + (65 - 12) \times 4\left[\frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2\right] + 15 \times 2.35(12.90 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.24 cm^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01$$

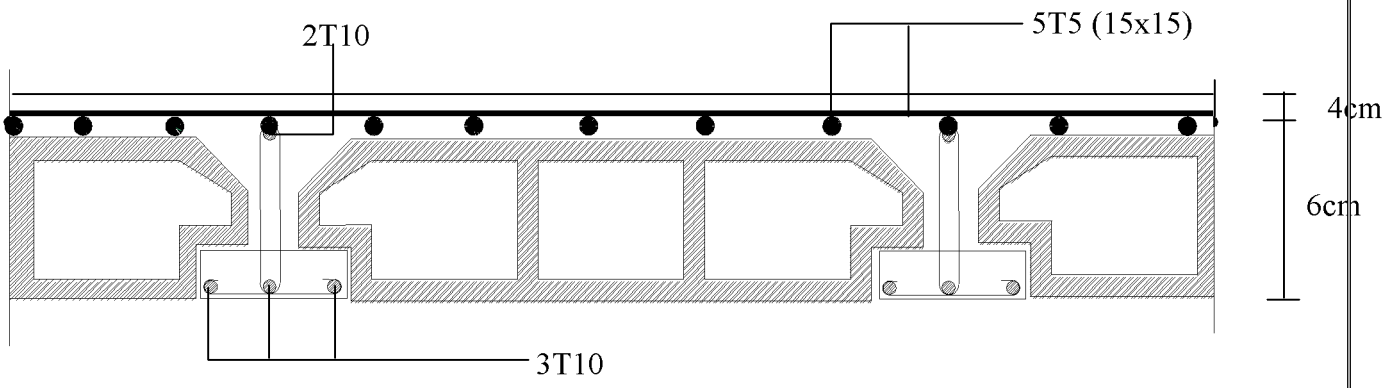
$$\lambda_V = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.01 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1.64$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 206.85.. + 2.1}; 0) = 0.64$$

$$If_v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_V \mu} = \frac{1.1 \times 20003.24.}{1 + 1.64 \times 0.64} = 10735.54 cm^4$$

$$f_V = \frac{7.49 \times (4.55)^2}{10 \times 10818.87 \, x10^3 \times 10735.54 x10^{-8}} = 0.00133m = 1.33mm < \frac{L}{500} = \frac{4550}{500} = 9.1mm \ .$$

Conclusion : La flèche est vérifiée.



Plan de ferraillage du plancher

Poutre palière

3.6 Introduction:

La poutre palière est considérée encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

3.6.1 pré dimensionnement :

- **Hauteur :**

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

$L=4.30m$

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{430}{15} \le h \le \frac{430}{10} \Rightarrow 28.66 \le h \le 43\,cm.$$

Selon le RPA99 modifié 2003 $h \ge 30cm \Rightarrow$ on opte pour $h = 40[cm]$

- **Largeur :**

$$0{,}4h \le b \le 0{,}7h \Rightarrow 14 \le b \le 24.5\,cm$$

Selon le RPA99 $\begin{cases} b \ge 20cm \\ \dfrac{h}{b} \le 4 \end{cases} \Rightarrow b = 35[cm]$

Section adoptée :

Poutre palière ⟹ (35x40) cm²

3.6.2 Détermination des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

Poids propre de la poutre : $G_1 = 25 \times 0{,}35 \times 0{,}40 = 3.5\ KN/ml$

Poids du mur : G_2=2.54x1.25= 3.175KN/ml

b) Chargement dû aux réactions du palier

R_B=31KN (ELU)

R_B=22.37KN (ELS)

3.6.3 Calcul à l'ELU

1) Combinaison de charges:

$$q_u = 1.35(3.5 + 3.175) + 31 = 40.01\text{KN/Ml.}$$

- **Moment isostatique :**

$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 40.01x\frac{4.3^2}{8} = 92.47$ kNm.

Moment aux appuis : $M_a = 0.3\ M_0 = -0.3x92.47 = -27.74$kNm.

Moment en travée : $M_a = 0.85\ M_0 = 0.85x92.47 = 78.60$ kNm.

- **Effort tranchants :**

$T_u = \frac{qu\ l}{2} = 40.01x\frac{4.3}{2} = 86.02$ KN

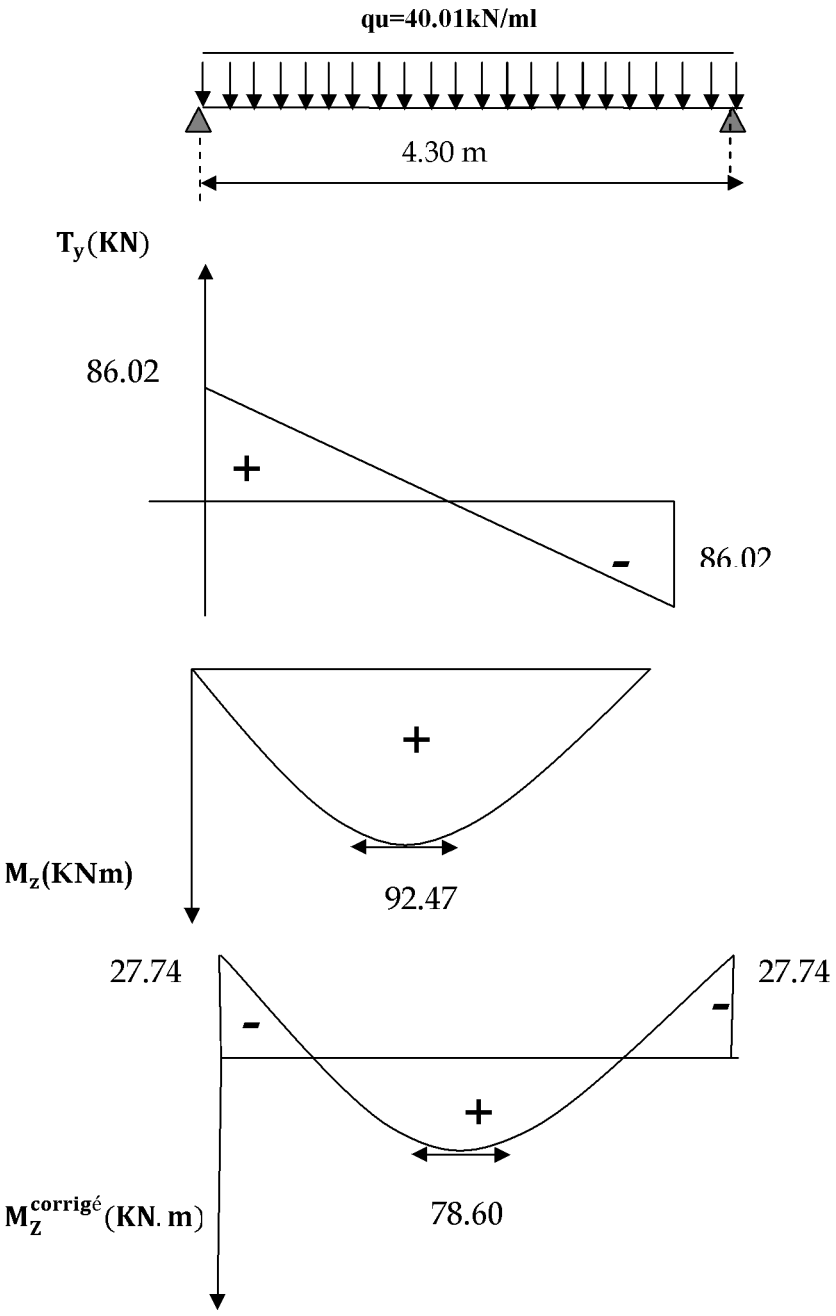


Diagramme effort internes à l'ELU

❖ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{78.60 \times 10^5}{35 \times 38^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.11 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.11 \Rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{78.60 \times 10^5}{0.942 \times 38 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 6.30 cm^2$$

Soit : **(3HA14 (fil)+3HA14(chap))= 9.23 cm^2.**

❖ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27.74 \times 10^5}{35 \times 38^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.038 \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27.55 \times 10^5}{0.981 \times 38 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 2.12 cm^2$$

Soit : **3HA14(fil) = 4.62cm^2.**

3.6.4 Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x35x38x2,1}{400} = 1.60 cm^2$$

$A_t = 9.23 cm^2 > 1.60 cm^2$ **condition vérifiée**

$Aa = 4.62 cm^2 > 1.60 cm^2$ **condition vérifiée**

2) Entrainement des barres : (Art. A.6.1, 3 / BAEL91)

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

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

$\overline{\tau}_{se}$ **= 3.15 Mpa.**

$\sum U_i = 6x3.14x14 = 263.76\,mm$

$\tau_{se} = \frac{86.02\times10^3}{0.9\times380\times263.76} = 0.953MPa$; τ_{se}=**0.953MPa.**

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ **Condition vérifiée**

3) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

aux appuis : (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$A_{st\ min\ à\ ancrer} \geq \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{86.02.10^3}{348.100} = 2.47cm^2$; $A_{st\ adopté} = 9.23cm^2$

$A_{st\ adopt} > A_{st\ min\ à\ ancrer}$ ..... Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

4) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0{,}9d} \leq \frac{0{,}8fc_{28}}{\gamma_b}$

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0{,}9.d} = \frac{2\times86.02\times10^3}{3500\times0{,}9\times380} =$ **0.143Mpa.**

$\frac{0{,}8fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}8x25}{1.5} =$ **13.33 Mpa.**

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0{,}9d} \leq \frac{0{,}8fc_{28}}{\gamma_b}$ **Condition vérifiée**

5) Calcul des armatures transversales :

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

$\varphi_t \leq \min\ (\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b}{10})$

$\varphi_t \leq \min\left\{(\frac{400}{35}, 14, \frac{350}{10})\right\} \Rightarrow$ soit : $\varphi_t = 11\,mm.$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en ϕ**8**; Donc : $\mathbf{A_t = 2.01cm^2}$

5-2) Espacement max des armatures transversales : **(Art A.5.1, 22 / BAEL91)**

$$S_{t\,max} \leq \min(0,9\,x\,d\,;40cm)$$

$S_t \leq \min(34.2\,;40cm)$=**34.2cm**

❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :**

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4};12\varphi\right) = \min\left(\left\{\frac{40}{4};12x1.4\right\}\right) = \min(10cm\,;\,16.8cm) = \mathbf{10cm}$$

On opte pour : **St= 10cm**

- **Zone courante :**

$St \leq \frac{h}{2} = 20cm.$ Soit St= 15cm.

- **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$A_{min} = 0.003\ S_t \times b$

A_{min}=0.003 x15 x35 = 1.57 cm².

$A_{adopté} > A_{min\ du\ RPA}$ condition vérifiée

❖ **Pourcentage minimum des armatures transversales**: **:(Art 5.1, 22 / BAEL91):**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{A_{adopté} > \frac{0.4bSt}{f_e}}$$

la zone nodale :

$$A_{min} = \frac{0.4x35x10}{400} = 0.35cm^2$$

la zone courante:

$$A_{min} = \frac{0.4x35x15}{400} = 0.525cm^2$$

$A_{adopté} > A_{min\ du\ BAEL}$ condition vérifiée

3.6.5 Calcul à l'ELS

1) Combinaison de charges:

$q_u = 1(3.5 + 3.175) + 22.37 = 29.04$kN/ml.

Moment isostatique :

$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 29.04x \frac{4.3^2}{8} = 67.12kNm.$

Moment aux appuis : $M_a = -0.3\ M_0 = 0.3x67.12 = 20.14kNm.$

Moment en travée : $M_a = 0.85\ M_0 = 0.85x\ 67.12 = 57.05kNm$

Effort tranchants :

$T_u = \frac{qu\ l}{2} = 29.04x \frac{4.3}{2} = 62.44\ kN.$

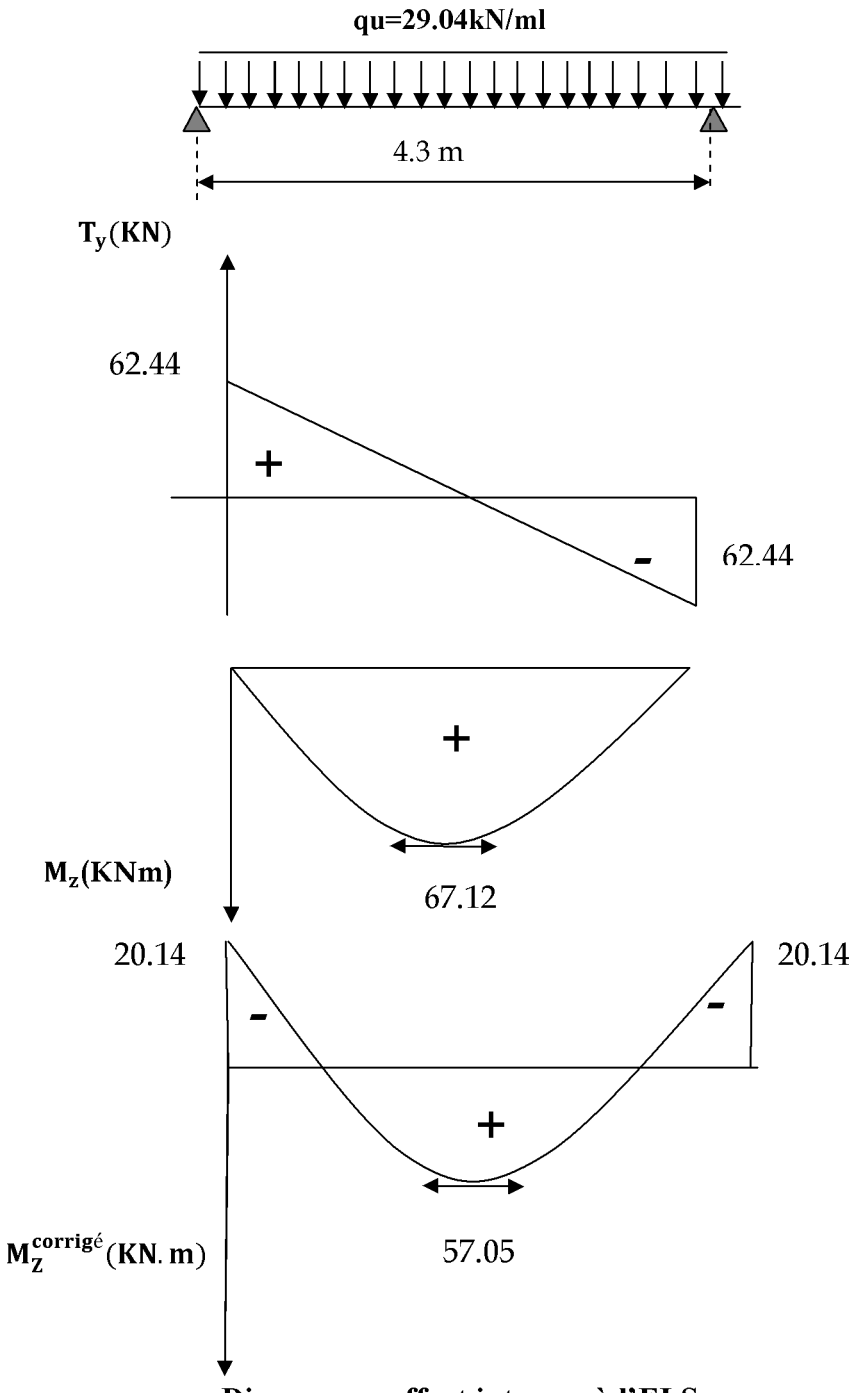


Diagramme effort internes à l'ELS

3.6.6 Vérification à l'ELS :

1) Etat limite d'ouverture des fissures

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

2) Etat limite de compression de béton :

En travée :

- **Contrainte dans l'acier** :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{9.23}{35 \times 38} \times 100 = 0.69$$

$$\rho_1 = 0.69 \Rightarrow k_1 = 26.32 \text{ et } \beta_1 = 0.879$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{57.05 \times 10^6}{0.879 \times 380 \times 923} = 184.95 MPa \ ;$$

$\sigma_s = 184.95 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ **Condition vérifiée**

- **Contrainte dans le béton** :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 15 MPa$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \ ; \text{Donc} : \ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{184.95}{26.32} = 7.03 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.03 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ **Condition vérifiée**

aux appuis :

- **Contrainte dans l'acier** :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{35 \times 38} \times 100 = 0.35$$

$$\rho_1 = 0.35 \Rightarrow k_1 = 39.35 \text{ et } \beta_1 = 0.908$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{57.05 \times 10^6}{0.908 \times 380 \times 462} = 357.88 MPa \ ;$$

$\sigma_s = 357.88 \geq \overline{\sigma}_s = 348$ **Condition non vérifiée**

Conclusion : la contrainte de compression d'acier au niveau des appuis dépasse la contrainte admissible donc il faut augmenter la section du béton ou la section d'acier dans notre cas on augmente la section d'acier.

aux appuis :

- **Contrainte dans l'acier** :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6.25}{35 \times 38} \times 100 = 0.47$$

$$\rho_1 = 0.47 \Rightarrow k_1 = 33.08 \text{et } \beta_1 = 0.896$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{57.05 \times 10^6}{0.896 \times 380 \times 625} = 268.1 MPa \ ;$$

$\sigma_s = 268.1 \leq \overline{\sigma_s} = 348$ **Condition vérifiée**

- **Contrainte dans le béton** :

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \ ; \text{Donc} : \ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{268.1}{33.08} = 8.10 \text{MPa} \ ;$$

$\sigma_{bc} = 8.10 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$ **Condition vérifiée**

3) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

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

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

- $\frac{h}{L} = \frac{40}{430} = 0.09$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ **Condition vérifiée**
- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{9.23}{35x38} = 0.007$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$

  $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{56.66}{10x66.66} = 0.085$

  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$ **Condition vérifiée**

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

Conclusion : le ferraillage de la poutre palière sera comme suit :

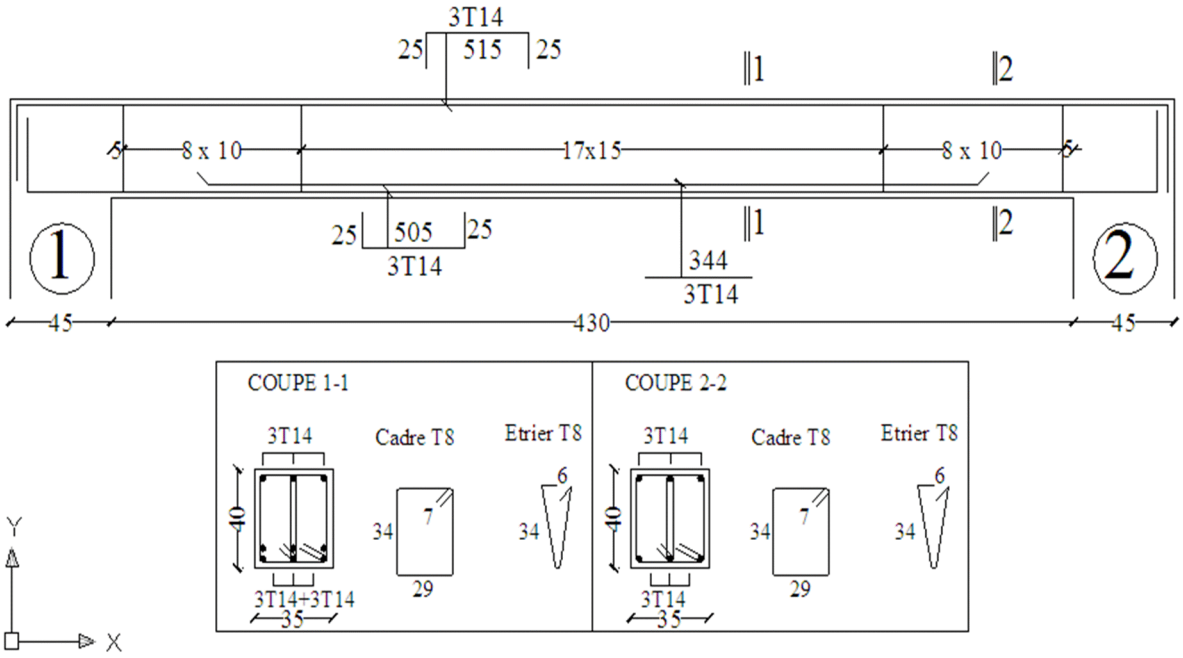
Armatures longitudinales :

- 6HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 14 filantes pour le lit supérieur**.**

Armatures transversales :

- 1cadre et 1 étrier en HA8 .

FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



Dalle de la salle machine

La salle machine

Introduction :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement V=1m/s, de surface égale à (1.15 x 2.60 = 2.99m^2)et la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 90kn pouvant charger huit personnes. La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu de panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :

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

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

ν **:** Coefficient de Poisson

Avec : M_1, M_2 : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports suivants $\rho = \frac{Lx}{Ly}, \frac{U}{Lx}, \frac{V}{Ly}$

q: charge totale appliquée sur un rectangle centré.

u, v : dimensions du rectangle sur le qu'el s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton

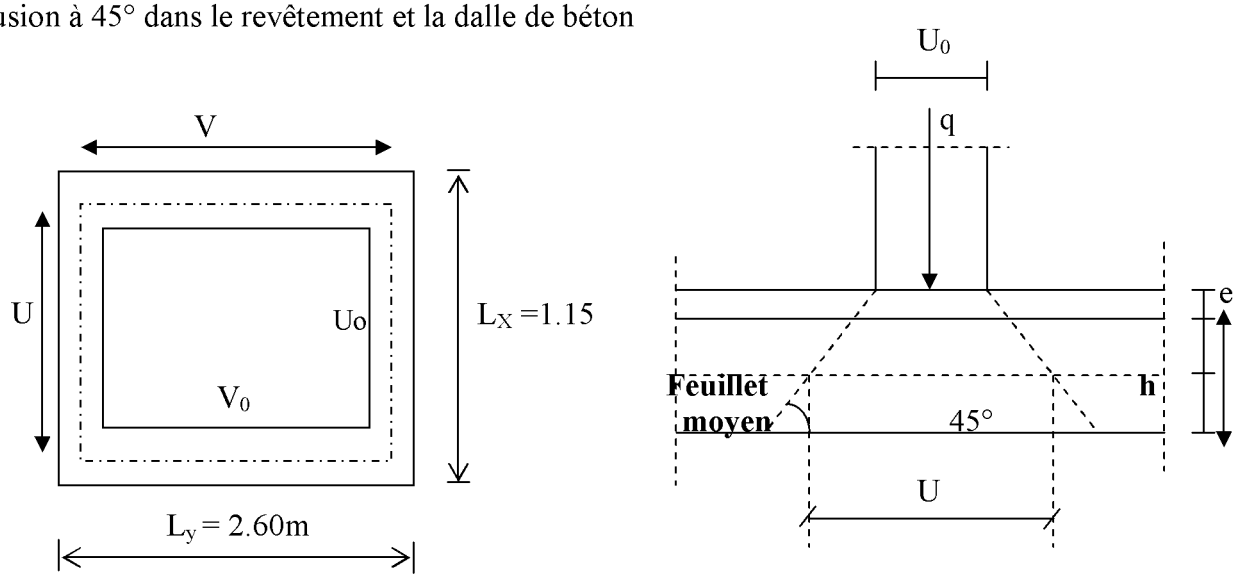


Figure III.39 :Schéma de la salle machine

$u = u_0 + k \cdot e + h_0$

$v = v_0 + k \cdot e + h_0$

Avec : h_0 : épaisseur de la dalle (h_0 = 15 cm).

e: épaisseur du revêtement(e=5cm).

K : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

u_o,v_o : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée (u_o=v_o= 80cm).

D'où: u = 80+2x5+15= 105cm.

v= 80+2x5+15= 105cm.

3.6.7.2. Calcul des efforts :

$$\begin{cases} \rho = \dfrac{Lx}{Ly} = 0.44 \\ \dfrac{U}{Lx} = \dfrac{105}{115} = 0.91 \\ \dfrac{V}{Ly} = \dfrac{105}{260} = 0.40 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens.

A partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons après interpolation :

M_1=0.0815.

M_2=0.022.

- **Calcul des moments M_{x1}, M_{y1} du système de levage :**

A l'ELU : $\nu = 0 \Rightarrow M_{x1} = q_u M_1$

$M_{x2} = q_u M_2$

Avec : q_u = 1.35 G + 1.5 Q=1.35x90+ 1.5x0= 121.5 KN/ml.

D'où : M_{x1} = 121.5 x0.0815 = 9.90N.m.

M_{y1} = 121.5 x 0.022 = 2.67 KN.m.

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$

$M_{Y2} = \mu_y M_{x2}$

Avec : μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ.

μ_x = 0.1032.

μ_y = 0.250.

q_u = 1.35G + 1.5 Q.

Poids de la dalle :G = 25 X0.15 = 3.75 KN/m^2.

q_u = (1.35 x 3.75 + 1.5 x 1.00) x 1m = 6.56 KN/ml.

d'où: $M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$ = 0.895KN.m

$M_{y2} = \mu_y M_{ox2}$ = 0.223 KN.m.

- **Superposition des moments :**

$M_x = M_{x1} + M_{x2}$ = 9.90 + 0.895= 10.79 KN.m

$M_y = M_{y1} + M_{y2}$ = 2.67 + 0.223 = 2.89KN.m.

Remarque: Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85et 0.3 aux appuis.

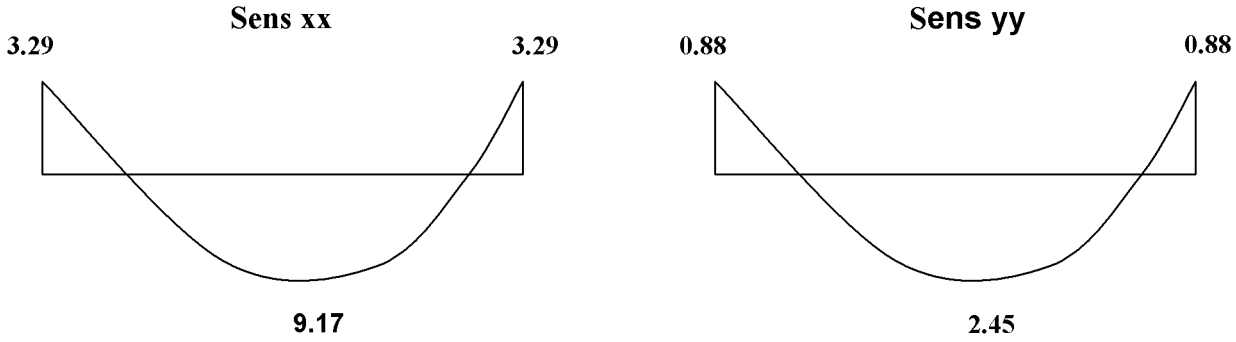
Moment en travée : Mt = 0.85M

M_{xt}= 0.85M_x = 9.17KN.m

M_{yt} = 0.85M_y = 2.45KN.m

Moment aux appuis : Ma = -0.3M

Mxa = -0.3M_x = -3.29KN.m
Mya = -0.3M_{0y} = -0.88 KN.m



Les moments dans les 02sens

3.6.7.3. Calcul de la section d'armature :

. Sens x-x :

- **En travée :**

Calcul du moment réduit : $\mu_b = \frac{M_{xt}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{9.17.10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.0038$

On a : $\mu_b = 0.038 < \mu_l = 0.392$

$\mu_b = 0.038 \quad \Rightarrow \beta = 0.981$

$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{9.34.10^3}{0.981\times13\times348} = 2.10cm^2$

On opte pour A_t = 5HA12/ml = 5.65cm² avec S_t = 20cm

- **Aux appuis :**

Calcul du moment réduit : $\mu_b = \frac{M_{xa}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3.29.10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.013$

On a : $\mu_b = 0.013 < \mu_l = 0.392$

$\mu_b = 0.013 \quad \Rightarrow \beta = 0.993$

$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{3.29x10^3}{0.993\times13\times348} = 0.732cm^2$

On opte pour A_a = 5HA12/ml = 5.65cm² avec S_t = 20cm

. Sens y-y :

- **En travée :**

Calcul du moment réduit $\mu_b = \frac{M_{yt}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2.45\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.01$

On a : $\mu_b = 0.01 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$SSA

$\mu_b = 0.01 \quad \Rightarrow \beta = 0.995$

$$A_t = \frac{My_t}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{2.45\times10^3}{0.995\times13\times348} = 0.55cm^2$$

On opte pour A_t = 5HA12/ml = 5.65cm² avec S_t = 20cm

- **Aux appuis :**

Calcul du moment réduit : $\mu_b = \frac{M_{ya}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{0.88\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.0036$

On a : $\mu_b = 0.0036 < \mu_l = 0.392$

$\mu_b = 0.0036 \quad \Rightarrow \beta = 0.998$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{0.88\times10^3}{0.998\times13\times348} = 0.194cm^2$$

On opte pour A_a = 5HA12/ml = 5.65cm² avec S_t = 20 cm

3.6.8. Vérification à l'ELU :

3.6.8.1. Diamètre minimales des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10}$

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

Or : $\varphi = 10mm < \varphi_{max} = 15mm \Rightarrow$ condition vérifiée.

3.6.8.2. Ecartement des barres (Art A82.42, BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge repartie doit être :
Armatures // à l_x : St=20cm<min (3h, 33cm)
20<33cm⇒la condition est vérifiée.
Armatures // à l_y : S_t=20cm<min (4h ,45cm).
20<45cm⇒la condition est vérifiée.

3.6.8.3. Condition de non fragilité (ArtA421, BAEL 91) :

$$A \geq A_{min} = \rho\times s = \frac{\rho_0\left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right)}{2}\times b\times h = \frac{0.0008\times(3 - 0.44)}{2}\times100\times15 = 1.536\ cm^2$$

Sens x-x $A = 5.65cm^2 \geq 1.536cm^2$

$A = 5.65\ cm^2 > 1.26\,cm^2$

Alors la condition est vérifiée.

Sens y-y $A=5.65cm^2 \geq 1.536cm^2$

Alors la condition est varifier

3.6.8.4. Condition de non poinçonnement :

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

$N_u \leq 0.045 \mu_c\, h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (BAEL 91 Art5.2.42).

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

$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420cm = 4.2m.$

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

$N_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5KN.$

$N_u = 121.5 \langle 0.045 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 4.2 = 472.5KN \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

3.6.8.5. Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

Au milieu de $U \Rightarrow T_{max} = \frac{N_u}{2U+V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57KN.$

Au milieu de

$V \Rightarrow T_{max} = \frac{p}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57KN.$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{38.57}{1 \times 0.13} = 296.7KN/m^2 = 0.29MPa \langle 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167MPa.$

Alors aucune armature de l'effort tranchant n'est récuse.

3.6.9. Calcul a l'ELS :

3.6.9.1. Moments engendrés par le système de levage :

$M_{ox1} = q_s (M_1 + \nu M_2).$

$M_{oy1} = q_s\ (M_2 + \nu M_1)$

Avec : $q_s = G = 90$ KN.

$\nu = 0.2.$

Donc : $M_{ox1} = q_s (M_1 + \nu M_2) = 90\ (0.0815 + 0.2 \times 0.022) = 7.73$ KN.m

$M_{oy1} = q_s (M_2 + \nu M_1) = 90\ (0.022 + 0.2 \times 0.0815) = 3.44$ KN.m

3.6.9.2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$q_s = G+Q = 3.75 + 1.00 = 4.75$ KN/ml.

$M_{ox2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.1059 \times 4.75\ (1.15)^2 = 0.665$ KN.m

$M_{oy2} = \mu_y M_{ox2} = 0.325 \times 0.665 = 0.216$ KN.m.

3.6.9.3. Superposition des moments :

$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 7.73 + 0.665 = 8.39$ KN.m

$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 3.44 + 0.216 = 3.65$KN.m.

- Remarque: Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85et 0.3 aux appuis.

Moment en travée : Mt = 0.85M

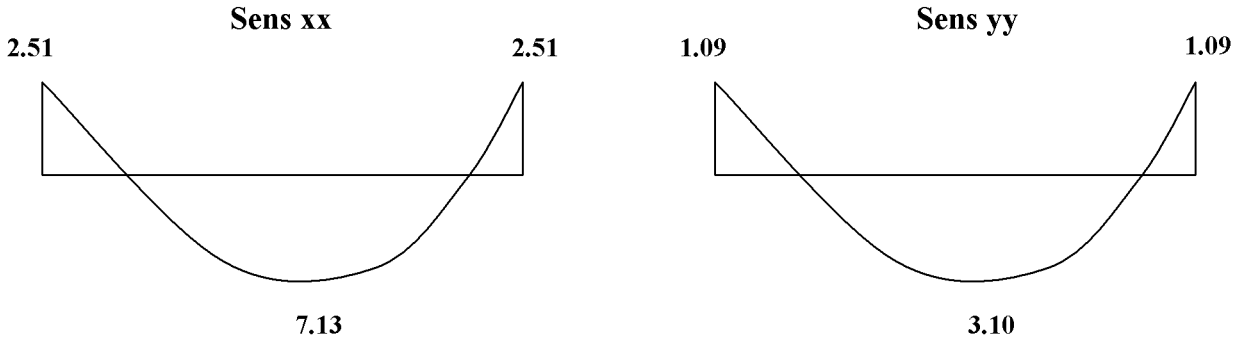
$Mxt = 0.85M_{0x} = 7.13$KN.m

$Myt = 0.85M_{0y} = 3.10$KN.m

Moment aux appuis : Ma = -0.3M

$Mxa = -0.3M_{0x} = -2.51$KN.m

$Mya = -0.3M_{0y} = -1.09$KN.m



Les moments dans les 02 sens

3.7. Vérification à L'ELS :

3.7.1. Contrainte de compression dans le béton :

3.7.1.1. Sens x-x :(sens le plus défavorable).

- **Aux appuis :** Ma =2.51 KN.m .

On doit vérifier :

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa.

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434 \quad \Rightarrow \quad k = 0.028 \text{ et } \beta = 0.899.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d\, Aa} = \frac{2.51 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 38.012 \text{MPa}$$

$\sigma_b = k\sigma_s = 0.028$x 38.012 = 1.064 MPa < 15 MPA $\Rightarrow$ condition vérifiée.

- **En travée :** Mt = 7.13KN.m.

On doit vérifier :

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa.

$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434$ k = 0.028 et $\beta = 0.899$.

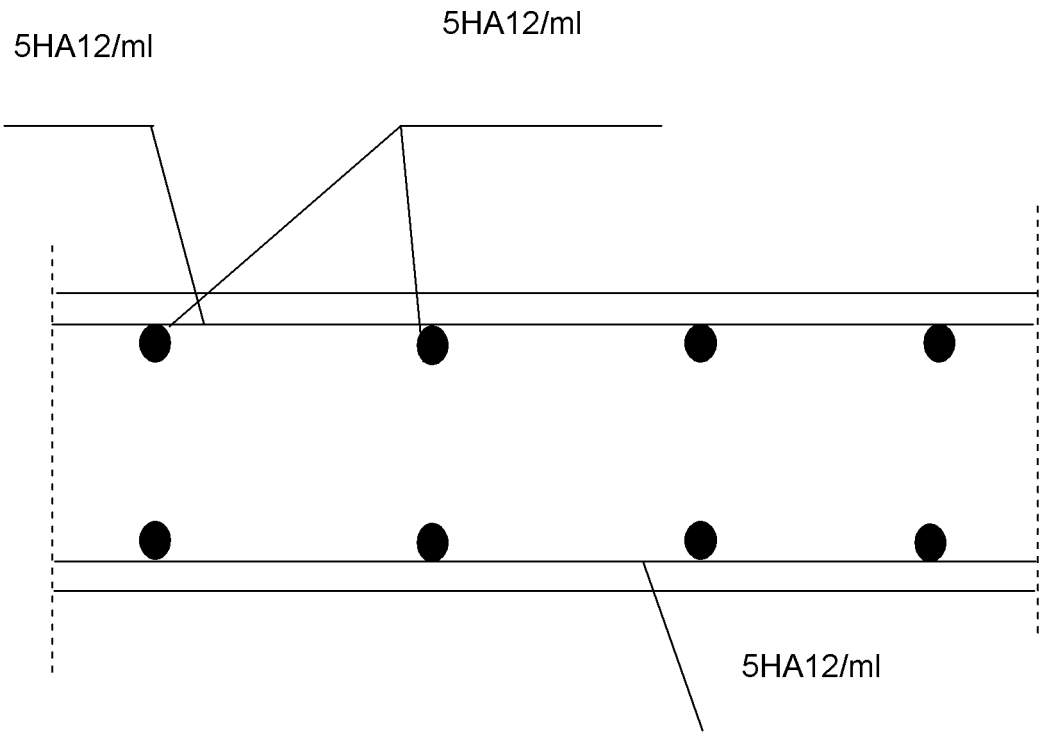
$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d\, At} = \frac{7.13 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 107.97$ MPa

$\sigma_b = k\sigma_s = 0.028 \times 107.97 = 3.023$ MPa < 15 MPA $\Rightarrow$ condition vérifiée

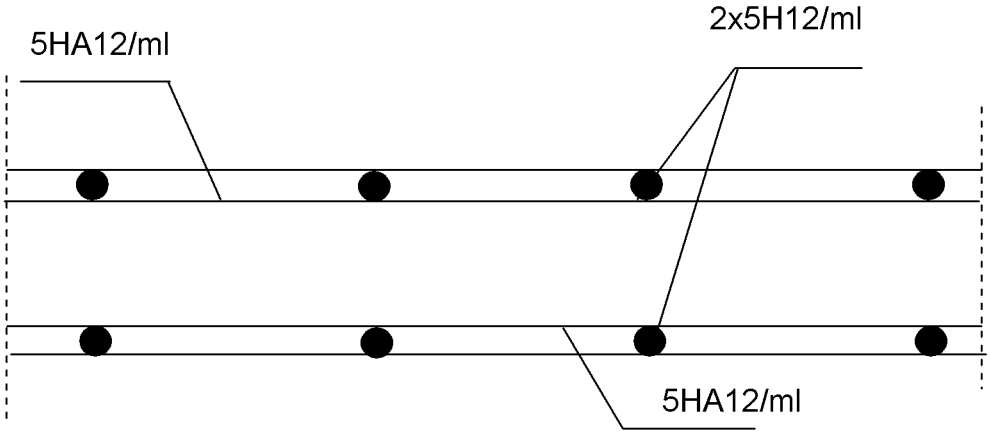
Remarque : les conditions sont toutes vérifiée selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiée dans l'autre sens .

3.7.2. Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.



Ferraillage de la dalle pleine dans le sens XX

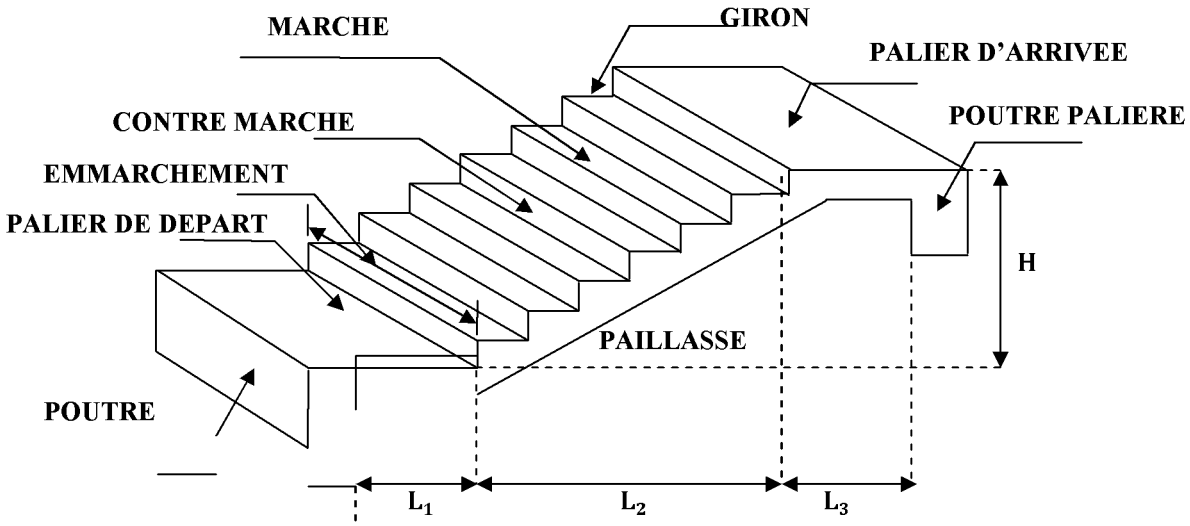


Ferraillage de la dalle pleine dans le Sens YY

3.5 Calcul de l'escalier :

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

3.5.1 Terminologie et Définitions :



Terminologie de l'escalier

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

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

L'escalier du RDC est de hauteur 3.40 m celui d'étage courant est de 3.06m, ils sont composés de deux volées et d'un palier intermédiaire.

3.5.2 Pré dimensionnement des escaliers

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

g+2h = 64cm……..①

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

$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64$ cm $59 \leq 64 \leq 64$ cm condition vérifiée.

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

$28 \leq g \leq 36$ (cm) $28 \leq 30 \leq 36$ cm

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

a-Calcul du nombre de contre marches et de marches

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

RDC

H_{totale}=340cm ; $h_{volée}$ =170cm ; donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17}$ → **n=20 contre marches.**

Les 20 marches seront réparties de la manière suivante :

Volée 1 :

H=170cm ; h=17cm ; donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17}$ → **n=10 contre marches.**

- n= 10 contre marches ; **Donc** : m=n-1 = 09marches.

Volée 2 :

H=170cm ; h=17cm ; donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17}$ → **n=10 contre marches.**

- n= 10 contre marches ; **Donc** : m=n-1 = 09marches.

Notations utilisées

g : largeur des marches

h : hauteur des contre marches

H : hauteur de la volée

L_2 : langueur de la paillasse projetée

L_1 : largeur du 1er palier

ep : épaisseur de la paillasse et du palier

Nous allons étudier deux paillasses comme représenté dans les schémas suivants

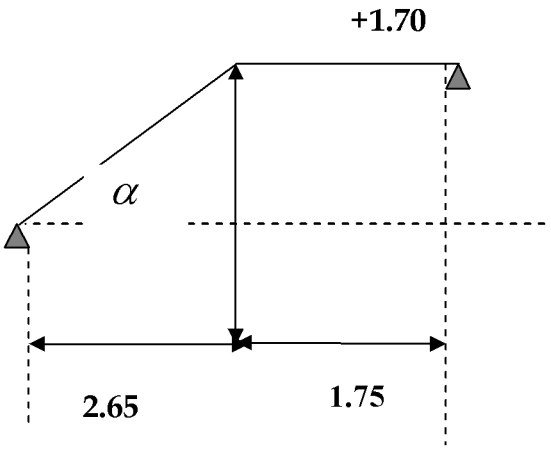


schéma statique des esc +1.53 .

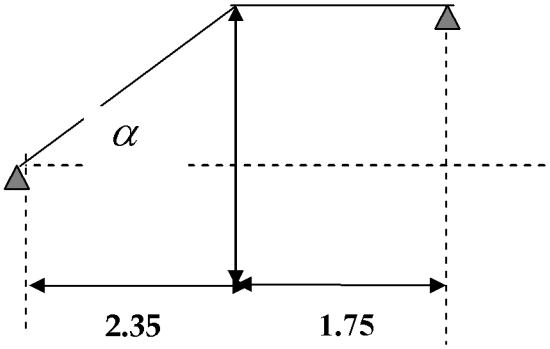


schéma statique des escaliers étage courant.

b- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

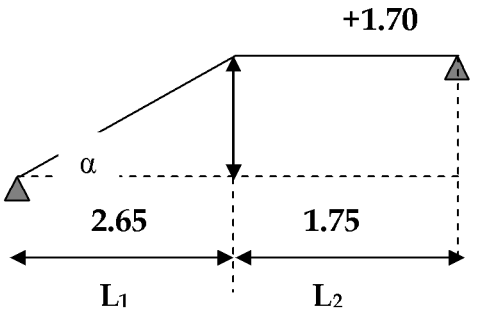
Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$\mathbf{L / 30 \leq e_p \leq L / 20}$$

avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis

Volée (1-2) du RDC :



$L = L_1 + L_2$

$tg\alpha = \frac{1.70}{2.65} = 0.617 \rightarrow \boldsymbol{\alpha = 32.68°}$

$L = 2.65 + 1.75 = 4.4$

Donc : $440 / 30 \leq e_p \leq 440 / 20 \rightarrow 14.66 \leq e_p \leq 22$

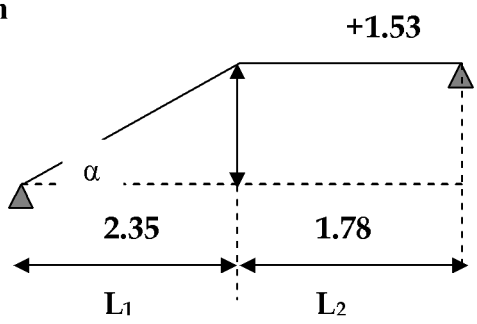
Conclusion : On opte pour une paillasse d'épaisseur e_p**=20cm**

Volée (1-2) de l'étage courant :

$L=L_1 + L_2$

$L=2.35+1.75=4.1$

$410/30 \leq e_p \leq 410/20 \rightarrow 13.66 \leq e_p \leq 20.5$cm



Conclusion : On opte pour une paillasse d'épaisseur e_p**=16cm.**

Nous adopterons une épaisseur de paillasse identique pour toutes les volées et tout les niveaux qui est égale à 20 cm**.**

N.B : on prend la même épaisseur pour le palier.

3.5.3 Détermination des Charges et surcharges

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

A) La volée :

- Poids des marches (ρ=25KN/m^3)……25x1x0, 17/2 = 2.125 kN /m,
- Poids de la paillasse (ρ=25KN/m^3)…….. $\frac{1}{cos\ 32.68}$ x 0.2x25 = 5.94 kN/m,
- Lit de sable (ρ =18KN/m^3 ; e=0,03)……18x1x0, 03 = 0,54 kN/ m,
- Mortier de pose (ρ=22KN/m^3 ; e=0,03) ……..22x1x0, 03= 0 ,66 kN/ m,
- Carrelage (2cm; ρ=20KN/m^3) …… 20x0, 02 =0, 40 kN/ m,
- Poids du garde corps…… = 0,20 kN/ m,
- Enduit de plâtre (2cm; ρ=10KN/m^3) ……10x0, 02 =0,20 kN/ m.

G=10.065KN/ m

B) Le palier :

- Poids propre du palier…….. 0,2x1 x 25 = 5KN/m,
- Poids total du revêtement……0.54+0.66+0.40+0.2=1.3KN/m.

G=6,3 KN/m

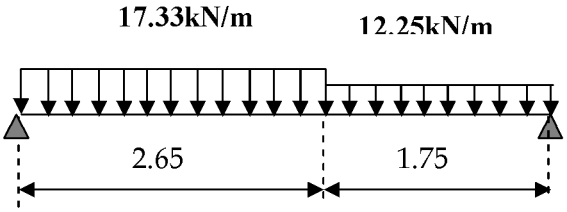
La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier ; $\mathbf{Q = 2{,}5kN \times 1m = kN/\ m.}$

A) Combinaison de charges à l'ELU

- **Volée** : $q_u^v = 1.35x\ 10.065 + 1.5x2.5$ =**17.33KN/m,**
- **Parlier :** $q_u^p = 1.35x6.3 + 1.5x2.5$ =**12.25KN/m.**

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

B) Etude des paillasses 1 et 3 :



Poutre isostatique à l'ELU

B-1) Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 17.33\times 2.65 + 12.25 \times 1.75 = 67.36$KN.

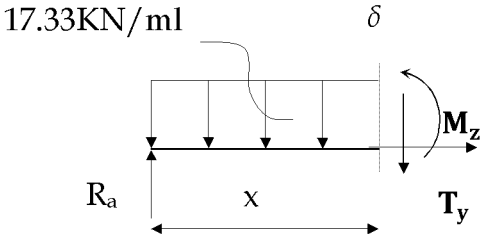
$\sum M/_A = 0 \longrightarrow$-RA$\times$ 4.4 + $17.33 \times 2.65 \times (1.75 + \frac{2.65}{2})$+$12.25\times 1.75(\frac{1.75}{2})$=0

Donc: R_A= 36.36 KN

R_B=31 KN.

B-2) Calcul des efforts internes:

❖ **1er tronçon : 0 ≤ x ≤ 2.65m**



$\sum M/_\delta = 0$

$M_z = -\frac{17.33}{2}x^2 + 36.36x$

- Pour x=0$\rightarrow M_z = 0$
- Pour x=2.65$\rightarrow M_z = 35.50KN.m$

$T_y = -17.33\ x + 36.36$

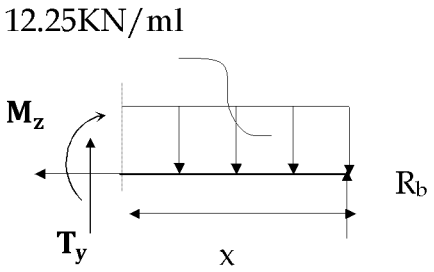
- Pour x=0$\rightarrow T_y = 36.36KN.$
- Pour x=2.65$\rightarrow T_y = -9.56KN$

M_z Atteint la valeur max à x=$\frac{36.36}{17.33}$=2.1 m

En injectant x=2.03 dansM_z, on obtient $\boldsymbol{M_z^{max}}$**= 38.14KNm**

❖ **2eme tronçon : $0 \leq x \leq 1.75m$**

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



M_z=-6.125 x^2 +31x

- Pour x=0→$M_z = 0$
- Pour x=1.75→$M_z = 35.49kNm$

$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 12.25x - 31$

- Pour x=0→$T_y = -31kN.$
- Pour x=1.75→$T_y = -9.56kN$
-

Remarque :

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

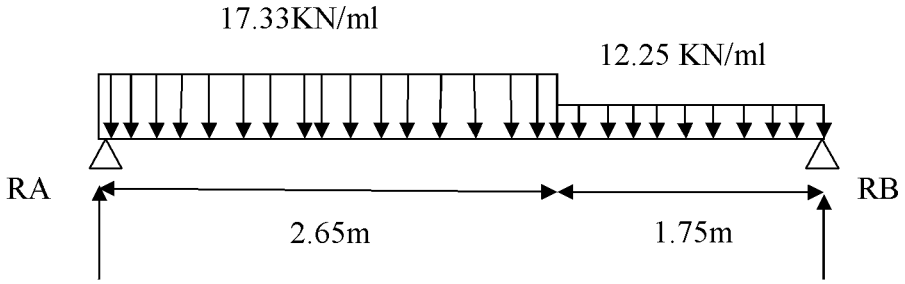
aux appuis :

M_{a1} = -0,3. M_z^{max} = -0,3x38.14= -11.44KNm

en travée :

M_{t1} = 0,85. M_z^{max} = 0,85x38.14= 32.42KNm.

Diagramme des Efforts internes (paillasse 1&3):



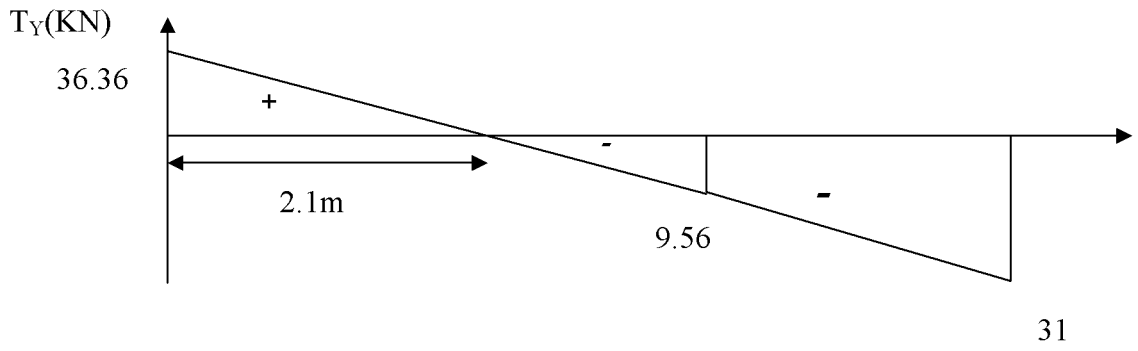


Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

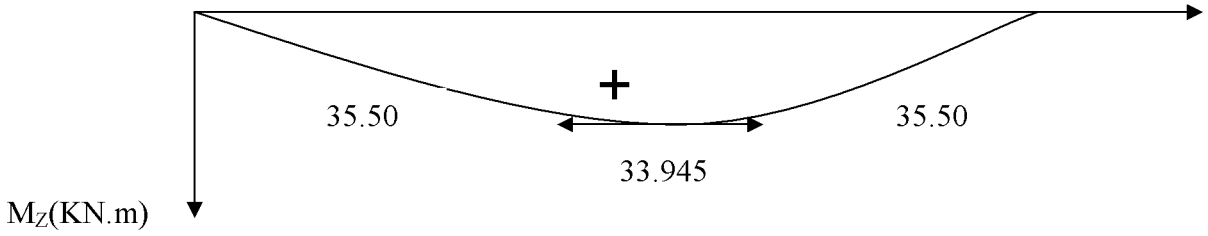


Diagramme des moments de calcul à l'ELU

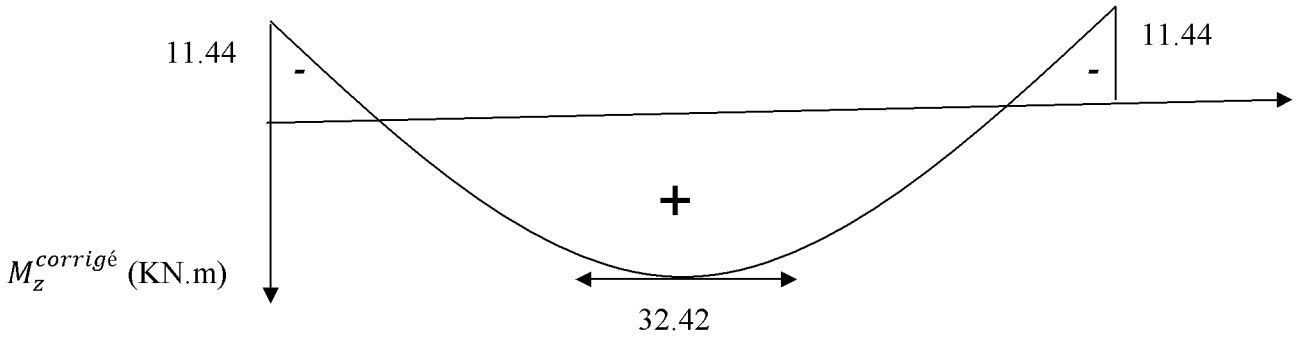


Diagramme des moments corrigés à l'ELU

3.5.4 Ferraillage des paillasses 1 et 3:

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e_p=20cm).

- **Armatures principales :**
- **en travée:**

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{38.14\times10^{6}}{14{,}2\times1000\times(180)^2} = 0{,}08 \leq \mu_u = 0{,}392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$\mu_u = 0.08 \Rightarrow \beta = 0{,}958$

$$Ast = \frac{M_t}{\sigma_{st}.d.\beta} = \frac{38.14\times10^{3}}{348\times18\times0{,}958} = 6.35cm^2$$ (Avec σ_{st} :contrainte de limite de l'acier tendu)

On opte pour **8T12=9.04 cm²/ml** ; **Soit** 1T12 tous les 15cm.

- **Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{Ma}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{11.44\times10^{6}}{14{,}2\times1000\times(180)^2} = 0{,}024 \leq \mu_u = 0{,}392 \Rightarrow S.S.A$$

$\mu_u = 0.024 \Rightarrow \beta = 0{,}988$

$$Ast = \frac{M_t}{\sigma_{st}.d.\beta} = \frac{11.44\times10^{3}}{348\times18\times0{,}988} = 1.85cm^2$$

On opte pour **4T12=4.52 cm²/ml** ; **Soit** 1T12 tous les 25cm.

- **Armatures de répartition :**
- **En travée :**

$$A_{sr} \geq \frac{Ast}{4} = \frac{9.04}{4} = 2.26cm^2$$

On opte pour **6T10=4.68 cm²/ml** ; **Soit** 1T10 tous les 20cm.

- **Aux appuis :**

$$A_{sr} \geq \frac{Ast}{4} = \frac{4.68}{4} = 1.17cm^2$$

On opte pour **4T10=3.12cm²/ml** ; **Soit** 1T10 tous les 25cm.

3.5.5 Vérifications à l'ELU :

1)-Espacement des armatures :

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

Armatures principales $S_{tmax} \leq$ min {3h ; 33cm }

Appuis : S_t =25 cm < 33cm, condition vérifiée.

travée : S_t =15 cm < 33cm, condition vérifiée.

Armatures de répartition $S_{tmax} \leq$ min {4h ; 45cm }

Appuis **:** S_t =25 cm< 45cm, condition vérifiée,

travée : S_t =20 cm< 45cm, condition vérifiée,

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x100x1\ 6x2,1}{400} = 1.93cm^2$$

A_t= 8T12 =9.05 cm^2 > 1.93 cm^2 ..... condition vérifiée.

A_a= 4T10 =3.14 cm^2 > 1.93 cm^2 ..... condition vérifiée.

3)-Contrainte tangentielle: (Art A.5.1, 1/ BAEL91)

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

Calcul de $\overline{\tau_u}$:

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

$\overline{\tau}_u$ **= 3.33MPa.**

Calcul de τ_u^{max}

V_{max}=30.50 KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{36.36\times10^3}{1000\times180} = 0.202\ MPa \Leftrightarrow \tau_u = \mathbf{0.323MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ ..... **Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

4)- Entrainement des barres : (Art. A.6.1, 3 / BAEL91)

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

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

μ_i = n x 2 π R =301.44 mm

$$\tau_{se} = \frac{36.36\ x\ 10^3}{0.9\ x\ 180\ x301.44} = 0.74\ MPa$$

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

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

$\left.\begin{matrix} \tau_{se} = 0.74\text{MPa} \\ \overline{\tau_{se}} = 3.15\ \text{MPa} \end{matrix}\right\} \Rightarrow \tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ **$\Rightarrow$ condition vérifié*e*.**

5)- Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé

$$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

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

$$L_s = \frac{1{,}4 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 49.38\text{cm}.$$

Vu que $\mathbf{l_s}$ dépasse l'épaisseur de la paillasse dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.ls** pour les aciers H.A**, donc** : **Lc = 17cm.**

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

On doit vérifier : $$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0{,}9d} \leq \frac{0{,}8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0{,}9.d} = \frac{2 \times 36.36 \times 10^3}{1000 \times 0{,}9 \times 180} = 0.45\ \text{MPa}$$

$$\frac{0{,}8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}8 \times 25}{1.5} = 13.33\ \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = \dfrac{2V_u}{b_0 \times 0{,}9d} \leq \dfrac{0{,}8\, fc_{28}}{\gamma_b}$ ..... **condition vérifiée**

7)- Influence effort tranchant sur armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

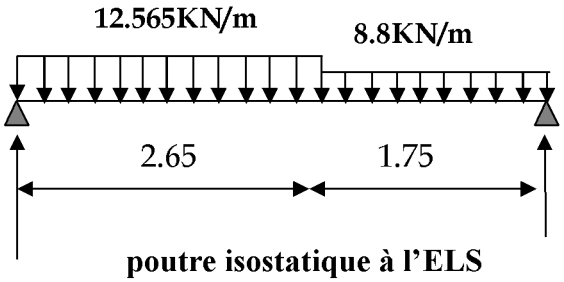
$$A_{st\ min\ à\ ancrer} \geq \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{36.36.10^3}{348.100} = 1.045m^2 ;\ A_{st\ adopté} = 9.05\ cm^2$$

$\mathbf{A_{st\ adopté} > A_{st\ min\ à\ ancrer}}$ ⟶ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

3.5.6 Calcul à l'ELS :

A) Combinaison de charges à l'ELS :

- **Volée** : $q_u^v = 1x10.0.65 + 1x2.5$ **=12.565kN/m**
- **Pilier :** $q_u^p = 1x6.3 + 1x2.5$ **=8.8 kN/m**
-



poutre isostatique à l'ELS

B) Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 12.565 \times 2.65 + 8.8 \times 1.75 = 48.70KN$

$\sum M/_B = 0$

$$RA \times 4.4 + 12.565 \times 2.65 \times \left(\frac{2.65}{2} + 1.75\right) + 8.8 \times \frac{1.75}{2} \times 1.75 = 0$$

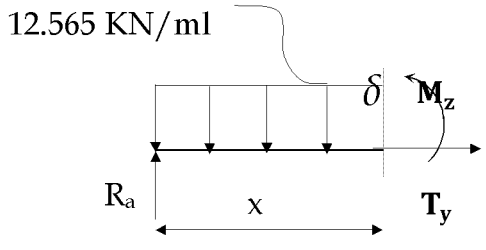
Donc: $R_A = 26.33$ KN

$R_B = 22.37$ KN

Calcul des efforts internes:

- **1er tronçon :** **0 ≤ x ≤ 2.65m**

$\sum M/_\delta = 0$



$M_z = -6.28x^2 + 26.33x$

- Pour x=0⟶$M_z = 0$
- Pour x=2.65⟶$M_z = 25.67kNm$

$T_y = -12.565\ x + 26.33$

- Pour x=0⟶$T_y = 26.33kN$.

- Pour x=2.65→$T_y = -6.97KN$

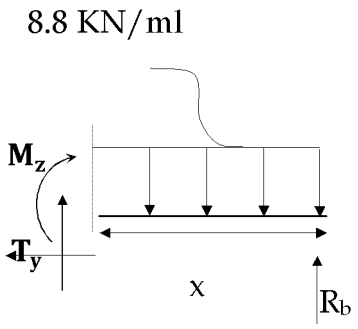
  M_z Atteint la valeur max à x=$\frac{26.33}{12.565}$=2.1m

  En injectant x=3.26 dansM_z, on obtient $\boldsymbol{M_z^{max}}$**=27.60 kNm**

❖ **2eme tronçon : $0 \leq x \leq 1.75$**

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

M_z=-4.4 x^2 +22.37x



- Pour x=0→$M_z = 0$
- Pour x=1.35→$M_z = 25.67kNm$

  $T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 8.8x - 22.37$

- Pour x=0→$T_y = -22.37kN.$
- Pour x=1.75→$T_y = -6.97$

Remarque :

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

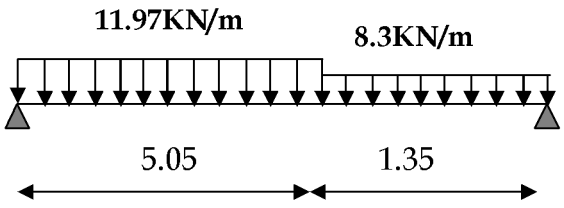
Aux appuis :

M_{a1} = -0,3. M_z^{max} = -0,3x27.60 = -8.28kNm

En travée :

M_{t1} = 0,85. M_z^{max} = 0,85x27.60 = 23.46 KNm.

Diagramme des Efforts internes:



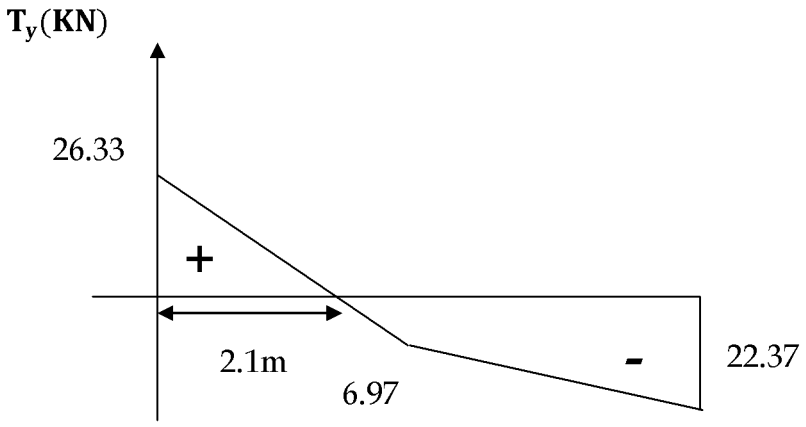


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

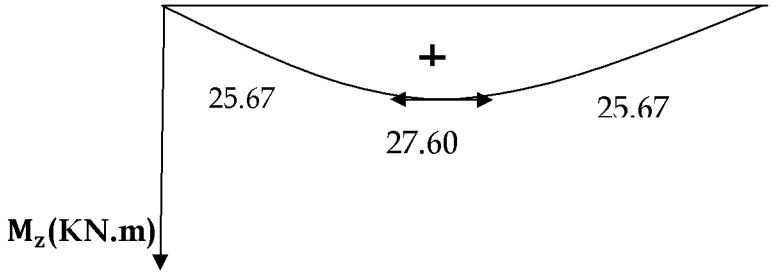


Diagramme des moments de calcul à l'Els

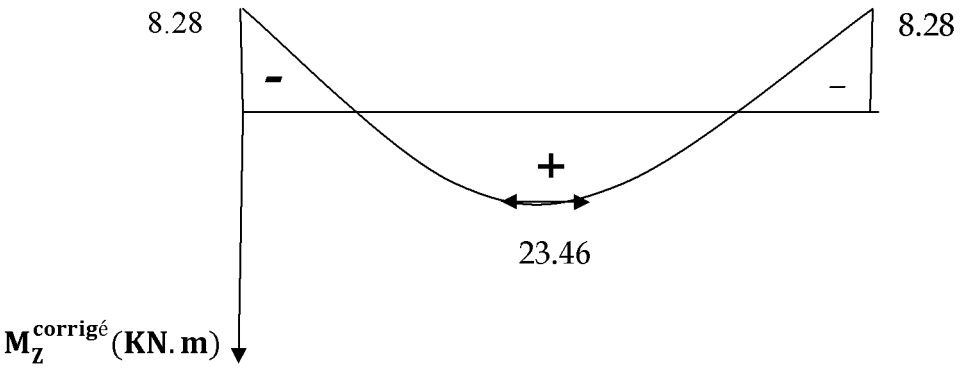


Diagramme des moments corrigés à l'ELU

3.5.7 Vérification à l'ELS :

1)-Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)

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

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

- **Contrainte dans l'acier** :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{9.05}{100 \times 18} \times 100 = 0.50$$

$\rho_1 = 0.50 \Rightarrow k_1 = 31.73$ et $\beta_1 = 0.893$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{23.46 \times 10^3}{0.893 \times 18 \times 9.05} = 161.27 MPa \quad ;$$

$\sigma_s = 161.27 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ **..... condition vérifiée**

- **Contrainte dans le béton** :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{161.27}{31.73} = 5.08$; $\sigma_{bc} = 5.08$ MPa

$\sigma_{bc} = 5.08 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ **..... condition vérifiée**

3)-Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

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

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

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0.045.$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t.l^2}{10.E_V.I_{fv}} \leq \overline{f}$$

La flèche admissible est : $\overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0.88\,mm$

Avec :

$\overline{f}$: La flèche admissible.

$E_v = 3700\ \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818{,}86$ MPa ; $f_{c28} = 25$ MPa **(voir chapitre)**

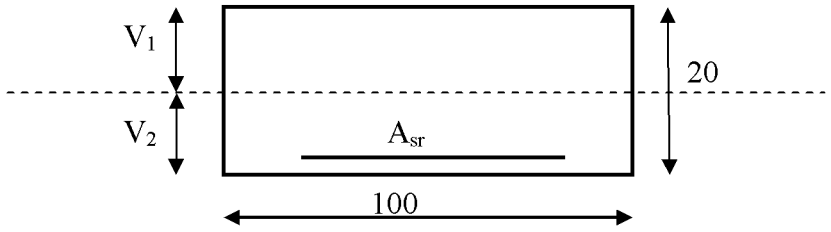
E_v : Module de déformation longitudinale du béton.

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

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

μ, λ_v : Coefficients.



❖ **Aire de la section homogénéisée**

$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$

$B_0 = 100x20 + 15 \times 9.05$

$B_0 = 2135.75cm^2$

❖ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx**

$S/_{xx} = \frac{b\ h^2}{2} + 15A.d$

$S/_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 9.05 \times 18 = 22443.5\ cm^3$

$S/_{xx}$=**22443.5cm^3**

❖ **Position du centre de gravité**

$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{22443.5}{2135.75} = 10.51cm$; Donc : **V_1=10.51**

; Donc : **V_2=9.49cm**

$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.51 = 9.49$ cm

❖ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G**

$$I_0 = \left(V_1^3 + V_2^3\right)\frac{b}{3} + 15A_{st}\left(V_2 - c\right)^2 = \left(10.51^3 + 9.49^3\right)\frac{100}{3} + 15x9.05\left(9.49 - 2\right)^2$$

$I_0 =$ **74802.45 cm⁴**

❖ **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{9.05}{100 \times 18} = 0{,}005$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{0{,}005 \times ((2+3))} = 4.2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$\lambda_v =$**1.68**

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1{,}75x2.1}{4x0.005x1\text{d}.27 + 2.1} = 0.30$$

$\mu =$ **0.30**

❖ **Calcul de l'inertie fictive** *If*

$$If_v = \frac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1{,}1 \times 74802.45}{1 + 1.5x0.30} = 56746.70\text{cm}^4$$

$If_v =$**56746.70cm⁴**

❖ **Calcul de flèche :**

❖ $\mathbf{f = \frac{23.46 \times 10^3 \times 440^2}{10 \times 10819 \times 56746.70} = 0.74cm}$

$f =$**7.4 mm.**

f = 7.4mm ≺ $\bar{f}$ = 8.8mm **la condition est vérifiée**

Conclusion générale :

Armature principale :

Aux appuis : 4T12 (St =25cm)

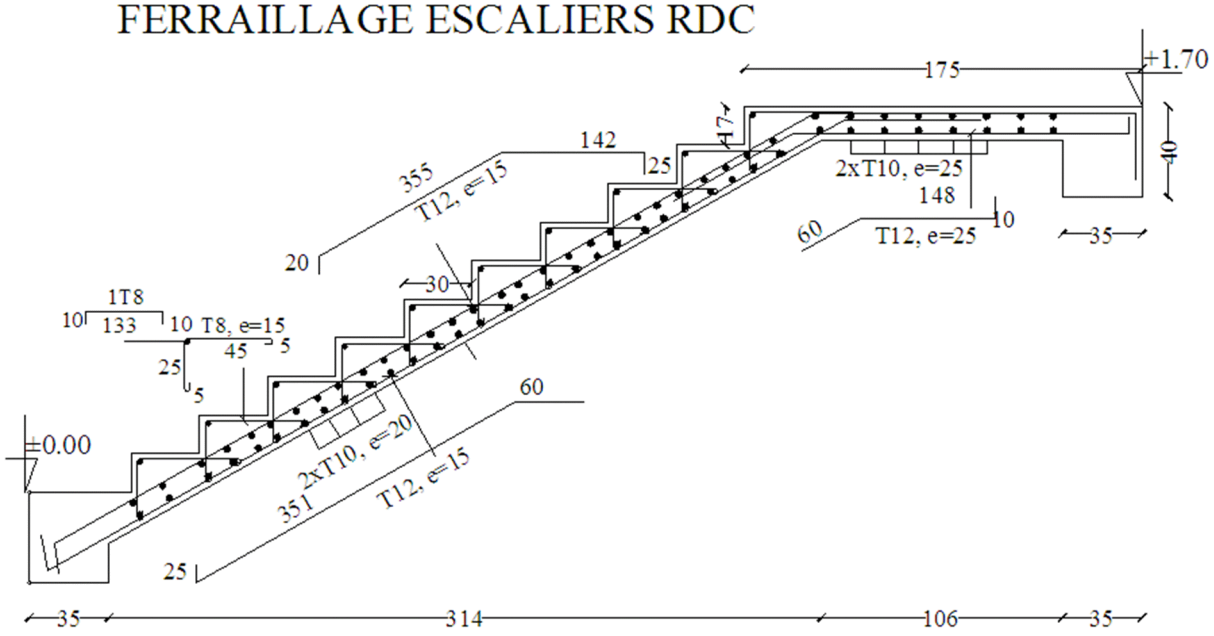
En travée : 8T12 (St =15cm)

Armature de répartition :

Aux appuis : 4T10 (St =25cm)

En travée : 6T10 (St =20cm)

FERRAILLAGE ESCALIERS RDC



Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- a) des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- b) du système « poteaux poutres » formant portiques étagés,
- c) des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certains cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques; pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

La conception d'un système structural adéquat est basée sur un ensemble de critères qui sont les suivants :

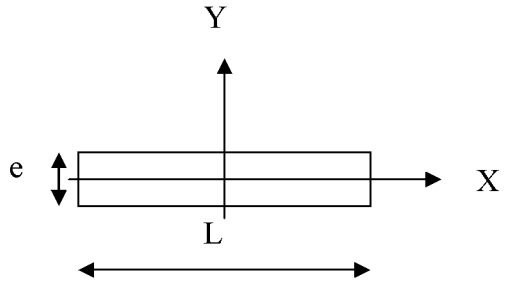
- Le type de la construction, c-à-d. l'usage (ex. habitation).
- Les matériaux constitutifs (ex. béton armé).
- La zone sismique (ex. zone IIa).
- La disposition judicieuse des éléments structuraux tels que les voiles, de manière à avoir une répartition uniforme des masses et des rigidités suivant le plan, pour assurer la stabilité d'ensemble.
- Un **pré-dimensionnement (reste à vérifier)** offrant à la structure, une rigidité en élévation plus ou moins uniforme et une interaction verticale et horizontale admissible entre les voiles et les portiques.

4.1 Caractéristiques géométriques des voiles :

4.1.1 Inertie des voiles :

- **Voiles longitudinaux :**

$I_y = \frac{e.L^3}{12}$



$I_X = \frac{L.e^3}{12} <<< I_y \Rightarrow$ On néglige l'inertie

des voiles longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

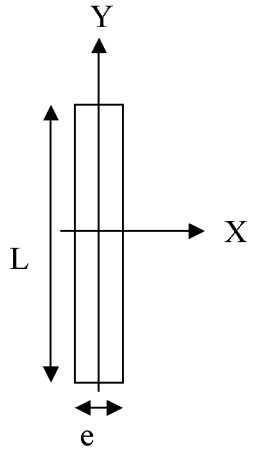
Refend

- **Voiles transversaux :**

$I_X = \frac{e.L^3}{12}$

$I_y = \frac{L.e^3}{12} << I_X \Rightarrow$ On néglige l'inertie

des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)



Refend

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier nivaux ou la section des poteaux est de (35X35)

Tableau: Calcul de l'inertie des voiles sens transversal.

Niveau	Voile	L (m)	e (m)	I (m^4)	Somme (m^4)
S.SOL	VT1	4.15	0,20	1.19	2.96
	VT2	2.6	0,20	0.29	
	VT3	2.6	0,20	0.29	
	VT4	4.15	0,20	1.19	

Tableau: Calcul de l'inertie des voiles sens longitudinal.

Niveau	Voile	L (m)	e (m)	I (m^4)	Somme (m^4)
S.SOL	VL1	1.00	0,20	0,016	**1.38**
	VL2	1.00	0,20	0,016	
	VL3	2,6	0,20	0,29	
	VL4	2.6	0,20	0,29	
	VL5	1.00	0,20	0,016	
	VL6	1.00	0,20	0,016	
	VL7	1.55	0.20	0.06	
	VL8	2.6	0.20	0.29	
	VL9	1.00	0.20	0.016	
	VL10	1.00	0.20	0.016	
	VL11	2.6	0.20	0.29	
	VL12	1.00	0.20	0.016	
	VL13	1.00	0.20	0.016	
	VL14	1.00	0.20	0.016	
	VL15	1.00	0.20	0.016	

4.2 Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **(1)tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau) .

En fixant l'inertie du refend à **1[m^4],** il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

4.3 Calcul des flèches du refend :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie I= 1[m^4], soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (V.3), au dessous est donnée par :

$$f = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

Avec :

S_i : surface du trapèze.
X_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}).h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}).h}{3.(b_i + b_{i+1})}$$

Flèche dans les refends (Moments des aires) :

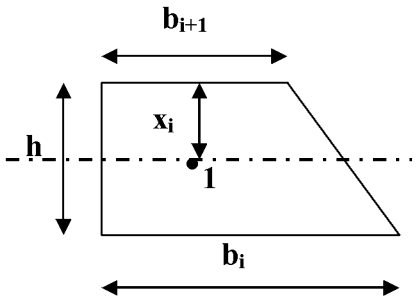


Tableau: Flèche dans les refends (Moments des aires)

Niveau	H(m)	bi(m)	b_{i+1}(m)	di(m)	Si(m^2)	di × Si(m^3)	$\sum S_i \times d_i = EI.f_i$
8	3,06	3,06	0	2,040	4,682	9,551	17900,145
7	3,06	9,18	3,06	1,785	18,727	33,428	14897,228
6	3,06	18,36	9,18	1,700	42,136	71,632	11927,739
5	3,06	30,6	18,36	1,658	74,909	124,161	9048,984
4	3,06	45,9	30,6	1,632	117,045	191,017	6346,919
3	3,06	64,26	45,9	1,615	168,545	272,200	3936,156
2	3,4	86,02	64,26	1,782	255,476	455,271	1960,021
1	3,06	110,5	86,02	1,594	300,676	479,135	480.321

$$f_1 = \frac{[s_1.d_1]}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{480.321}{EI}$$

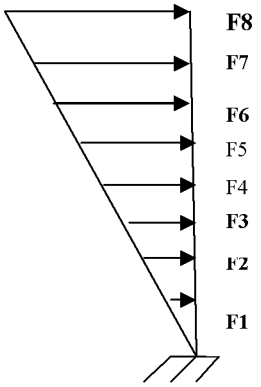
$$f_2 = \frac{[s_2.d_2 + s_1(d_1 + h_2)]}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{1960.021}{EI}$$

$$f_3 = \frac{[s_3.d_3 + s_2(d_2 + h_3) + s_1(d_1 + h_2 + h_3)]}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{3936.156}{EI}$$

$$f_4 = \frac{6346.919}{EI} \qquad f_5 = \frac{9048.984}{EI} \qquad f_6 = \frac{11927.739}{EI} \qquad f_7 = \frac{14897.228}{EI}$$

$$f_8 = \frac{17900.145}{EI}$$

Schématisation de la flèche.



4.4 Calcul du déplacement des portiques :

- **La translation est donnée par :**

$$\Delta_n = \Psi_n \times h$$

Avec :

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{p_n}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}.$$

h : Hauteur d'étage considéré en (m)

$\sum K_{p_n}$: Somme des raideurs des poteaux au niveau « n » en (m^3).

$\sum K_{p_n} = \sum \frac{I_{p_n}}{h}$; I_{p_n} : Inertie des poteaux du niveau « n ».

M_n : Moment d'étage en (t.m).

$M_n = T_n \times h$;

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

❖ **La rotation est donnée par :**

Pour les niveaux supérieurs :

$$E\theta_{\sup} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24\sum K_t}.$$

Pour le premier niveau :

$$E\theta_{1er} = \frac{M_1 + M_2}{24\sum K_{t1} + 2\sum K_{p2}}$$ (Poteau encastré à sa base).

$\sum K_{t_n}$: Somme des raideurs des poutres au niveau « n » en (m^3).

$$\sum K_{t_n} = \sum \frac{I_{t_n}}{L} ;$$

I_{t_n} : Inertie des poutres du niveau « n ».

L : Portée libre des poutres.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau sont **résumées** dans les tableaux suivants.

Tableau: Inertie fictive des portiques longitudinaux

niv	portique	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux} x10^{-3}$	$\Sigma K_{poutres} x10^{-3}$	$E\vartheta_n x10^3$	$E\psi_n x10^3$	$E\Delta_i x10^3$	$\Sigma E\Delta_i x10^3$	EF_i	$I_{ey}(m^4)$	$\Sigma I_{ey}(m^4)$
6	A-A	0	3,06	3,27	4,388	0,029	0,136	0,416	10,356	17900,145	1,729	6,914
	B-B	0	3,06	3,27	4,388	0,029	0,136	0,416	10,356		1,729	
	C-C	0	3,06	3,27	4,388	0,029	0,136	0,416	10,356		1,729	
	D-D	0	3,06	3,27	4,388	0,029	0,136	0,416	10,356		1,729	
5	A-A	3,06	6,12	3,27	4,388	0,087	0,272	0,833	9,939	14897,228	1,499	7,494
	B-B	3,06	6,12	3,27	4,388	0,087	0,272	0,833	9,939		1,499	
	C-C	3,06	6,12	3,27	4,388	0,087	0,272	0,833	9,939		1,499	
	D-D	3,06	6,12	3,27	4,388	0,087	0,272	0,833	9,939		1,499	
	E-E	3,06	6,12	3,27	4,388	0,087	0,272	0,833	9,939		1,499	
4	A-A	6,12	9,18	3,27	4,388	0,145	0,407	1,244	9,106	11927,739	1,310	6,549
	B-B	6,12	9,18	3,27	4,388	0,145	0,407	1,244	9,106		1,310	
	C-C	6,12	9,18	3,27	4,388	0,145	0,407	1,244	9,106		1,310	
	D-D	6,12	9,18	3,27	4,388	0,145	0,407	1,244	9,106		1,310	
	E-E	6,12	9,18	3,27	4,388	0,145	0,407	1,244	9,106		1,310	
3	A-A	9,18	12,24	5,577	4,465	0,200	0,411	1,259	7,862	9048,984	1,151	5,755

	B-B	9,18	12,24	5,577	4,465	0,200	0,411	1,259	7,862		1,151	
	C-C	9,18	12,24	5,577	4,465	0,200	0,411	1,259	7,862		1,151	
	D-D	9,18	12,24	5,577	4,465	0,200	0,411	1,259	7,862		1,151	
	E-E	9,18	12,24	5,577	4,465	0,200	0,411	1,259	7,862		1,151	
2	A-A	12,24	15,3	5,577	4,465	0,257	0,511	1,565	6,604		0,961	
	B-B	12,24	15,3	5,577	4,465	0,257	0,511	1,565	6,604		0,961	
	C-C	12,24	15,3	5,577	4,465	0,257	0,511	1,565	6,604	6346,919	0,961	4,806
	D-D	12,24	15,3	5,577	4,465	0,257	0,511	1,565	6,604		0,961	
	E-E	12,24	15,3	5,577	4,465	0,257	0,511	1,565	6,604		0,961	
1	A-A	15,3	18,36	8,933	4,545	0,309	0,509	1,559	5,039		0,781	
	B-B	15,3	18,36	8,933	4,545	0,309	0,509	1,559	5,039		0,781	
	C-C	15,3	18,36	8,933	4,545	0,309	0,509	1,559	5,039	3936,156	0,781	3,906
	D-D	15,3	18,36	8,933	4,545	0,309	0,509	1,559	5,039		0,781	
	E-E	15,3	18,36	8,933	4,545	0,309	0,509	1,559	5,039		0,781	
RDC	A-A	18,36	21,76	8,04	4,545	0,368	0,623	2,118	3,480		0,563	
	B-B	18,36	21,76	8,04	4,545	0,368	0,623	2,118	3,480		0,563	
	C-C	18,36	21,76	8,04	4,545	0,368	0,623	2,118	3,480	1960,021	0,563	2,816
	D-D	18,36	21,76	8,04	4,545	0,368	0,623	2,118	3,480		0,563	
	E-E	18,36	21,76	8,04	4,545	0,368	0,623	2,118	3,480		0,563	
S-SOL1	A-A	21,76	24,82	8,933	4,545	0,427	0,445	1,362	1,362		0,353	
	B-B	21,76	24,82	8,933	4,545	0,427	0,445	1,362	1,362		0,353	
	C-C	21,76	24,82	8,933	4,545	0,427	0,445	1,362	1,362	480,321	0,353	1,763
	D-D	21,76	24,82	8,933	4,545	0,427	0,445	1,362	1,362		0,353	
	E-E	21,76	24,82	8,933	4,545	0,427	0,445	1,362	1,362		0,353	

5,00033969

Tableau: Inertie fictive des portiques transversaux

niv	portique	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux}x10^{-3}$	$\Sigma K_{poutres}x10^{-3}$	$E\vartheta_n x10^3$	$E\psi_n x10^3$	$E\Delta_i x10^3$	$\Sigma E\Delta_i x10^3$	EF_i	$I_{eiy}(m^4)$	$\Sigma I_{eiy}(m^4)$
	A-A	0	3,06	1,63	5,976	0,021	0,191	0,583	10,772		1,662	
	B-B	0	3,06	1,63	5,976	0,021	0,191	0,583	10,683		1,676	
	C-C	0	3,06	1,63	5,976	0,021	0,191	0,583	10,683		1,676	
	D-D	0	3,06	1,63	5,976	0,021	0,191	0,583	10,683		1,676	
	E-E	0	3,06	1,63	5,976	0,021	0,191	0,583	10,683		1,676	
	F-F	0	3,06	1,63	5,976	0,021	0,191	0,583	10,683		1,676	
	G-G	0	3,06	1,63	5,976	0,021	0,191	0,583	10,683		1,676	
6	H-H	0	3,06	1,63	5,976	0,021	0,191	0,583	43,602	17900,145	0,411	12,126
5	A-A	3,06	6,12	2,043	8,146	0,047	0,312	0,955	10,188	14897,228	1,462	10,658

	B-B	3,06	6,12	2,043	8,146	0,047	0,312	0,955	10,100		1,475	
	C-C	3,06	6,12	2,043	8,146	0,047	0,312	0,955	10,100		1,475	
	D-D	3,06	6,12	2,043	8,146	0,047	0,312	0,955	10,100		1,475	
	E-E	3,06	6,12	2,043	8,146	0,047	0,312	0,955	10,100		1,475	
	F-F	3,06	6,12	2,043	8,146	0,047	0,312	0,955	10,100		1,475	
	G-G	3,06	6,12	2,043	8,146	0,047	0,312	0,955	10,100		1,475	
	H-H	3,06	6,12	2,043	8,146	0,047	0,312	0,955	43,018		0,346	
	A-A	6,12	9,18	2,043	8,146	0,078	0,468	1,431	9,233		1,292	
	B-B	6,12	9,18	2,043	8,146	0,078	0,468	1,431	9,145		1,304	
	C-C	6,12	9,18	2,043	8,146	0,078	0,468	1,431	9,145		1,304	
	D-D	6,12	9,18	2,043	8,146	0,078	0,468	1,431	9,145		1,304	
	E-E	6,12	9,18	2,043	8,146	0,078	0,468	1,431	9,145		1,304	
	F-F	6,12	9,18	2,043	8,146	0,078	0,468	1,431	9,145		1,304	
	G-G	6,12	9,18	2,043	8,146	0,078	0,468	1,431	9,145		1,304	
4	H-H	6,12	9,18	2,043	8,146	0,078	0,468	1,431	42,063	11927,739	0,284	9,402
	A-A	9,18	12,24	3,485	8,253	0,108	0,416	1,274	7,802		1,160	
	B-B	9,18	12,24	3,485	8,253	0,108	0,416	1,274	7,714		1,173	
	C-C	9,18	12,24	3,485	8,253	0,108	0,416	1,274	7,714		1,173	
	D-D	9,18	12,24	3,485	8,253	0,108	0,416	1,274	7,714		1,173	
	E-E	9,18	12,24	3,485	8,253	0,108	0,416	1,274	7,714		1,546	
	F-F	9,18	12,24	3,485	8,253	0,108	0,416	1,274	7,714		1,173	
	G-G	9,18	12,24	3,485	8,253	0,108	0,416	1,274	7,714		1,173	
3	H-H	9,18	12,24	3,485	8,253	0,108	0,416	1,274	40,632	9048,984	0,223	8,794
	A-A	12,24	15,3	3,485	8,253	0,139	0,519	1,677	6,528		0,972	
	B-B	12,24	15,3	3,485	8,253	0,139	0,519	1,589	6,440		0,986	
	C-C	12,24	15,3	3,485	8,253	0,139	0,519	1,589	6,440		0,986	
	D-D	12,24	15,3	3,485	8,253	0,139	0,519	1,589	6,440		0,986	
	E-E	12,24	15,3	3,485	8,253	0,139	0,519	1,589	6,440		0,986	
	F-F	12,24	15,3	3,485	8,253	0,139	0,519	1,589	6,440		0,986	
	G-G	12,24	15,3	3,485	8,253	0,139	0,519	1,589	6,440		0,986	
2	H-H	12,24	15,3	3,485	8,253	0,139	0,519	1,589	35,872	6346,919	0,177	7,063
	A-A	15,3	18,36	5,583	8,363	0,168	0,458	1,401	4,851		0,811	
	B-B	15,3	18,36	5,583	8,363	0,168	0,458	1,401	4,851		0,811	
	C-C	15,3	18,36	5,583	8,363	0,168	0,458	1,401	4,851		0,811	
	D-D	15,3	18,36	5,583	8,363	0,168	0,458	1,401	4,851		0,811	
	E-E	15,3	18,36	5,583	8,363	0,168	0,458	1,401	4,851		0,811	
	F-F	15,3	18,36	5,583	8,363	0,168	0,458	1,401	4,851		0,811	
	G-G	15,3	18,36	5,583	8,363	0,168	0,458	1,401	4,851		0,811	
1	H-H	15,3	18,36	5,583	8,363	0,168	0,458	1,401	4,851	3936,156	0,811	6,491
RDC	A-A	18,36	21,76	5,025	8,363	0,200	0,577	1,961	3,450	1960,021	0,568	4,545

	B-B	18,36	21,76	5,025	8,363	0,200	0,577	1,961	3,450		0,568	
	C-C	18,36	21,76	5,025	8,363	0,200	0,577	1,961	3,450		0,568	
	D-D	18,36	21,76	5,025	8,363	0,200	0,577	1,961	3,450		0,568	
	E-E	18,36	21,76	5,025	8,363	0,200	0,577	1,961	3,450		0,568	
	F-F	18,36	21,76	5,025	8,363	0,200	0,577	1,961	3,450		0,568	
	G-G	18,36	21,76	5,025	8,363	0,200	0,577	1,961	3,450		0,568	
	H-H	18,36	21,76	5,025	8,363	0,200	0,577	1,961	3,450		0,568	
S-SOL1	A-A	21,76	24,82	5,583	8,363	0,232	0,487	1,489	1,489		0,323	
	B-B	21,76	24,82	5,583	8,363	0,232	0,487	1,489	1,489		0,323	
	C-C	21,76	24,82	5,583	8,363	0,232	0,487	1,489	1,489		0,323	
	D-D	21,76	24,82	5,583	8,363	0,232	0,487	1,489	1,489		0,323	
	E-E	21,76	24,82	5,583	8,363	0,232	0,487	1,489	1,489		0,323	
	F-F	21,76	24,82	5,583	8,363	0,232	0,487	1,489	1,489		0,323	
	G-G	21,76	24,82	5,583	8,363	0,232	0,487	1,489	1,489		0,323	
	H-H	21,76	24,82	5,583	8,363	0,232	0,487	1,489	1,489	480,321	0,323	2,581

7,707486755

4.5 Interprétation des résultats :

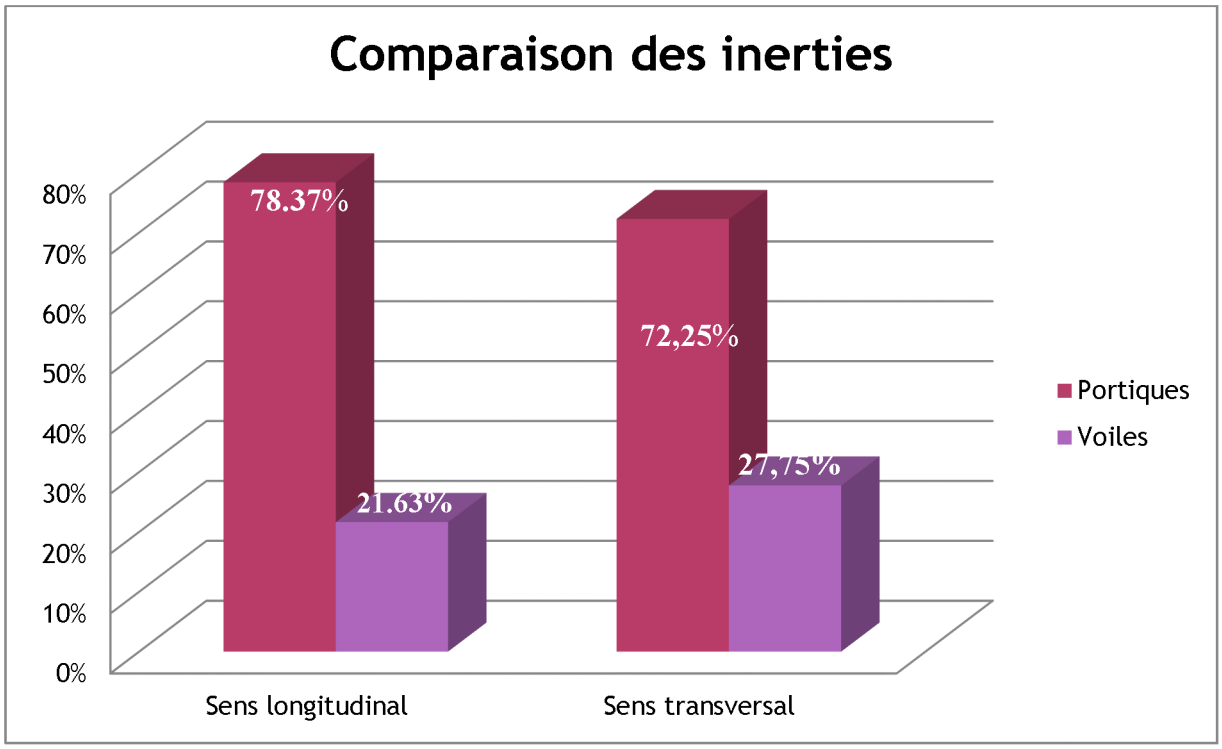
4.5.1 Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

- **Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.**

	Inertie (m^4)	Pourcentage (%)
Portiques	5.000	78.37%
Voiles	1.38	21.63%
Voiles+Portiques	6.38	100%

- **Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal.**

	Inertie (m^4)	Pourcentage(%)
Portiques	7.707	72.25%
Voiles	2.96	27.75%
Voiles+Portiques	10.667	100%



- **Conclusion :**

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal.

Du fait que l'inertie des voiles dépasse les 20 %(tel que prévu par le RPA article 3.4.2) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène a dire que nous avons **une structure contreventée par voile** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement R=4 (tableau RPA 99 révisé 2003)

Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, nous avons utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

5.1 Description de L'ETABS :

L'ETABS (**E**XTENDED **T**HREE DIMENSIONS **A**NALYSIS OF **B**UILDING **S**YSTEMS) c'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, …etc.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes

1- introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
2- spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
3- spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
4- définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
5- affectation des charges revenant aux éléments,
6- introduction des combinaisons d'actions,
7- affectation des masses sismiques,
8- spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),
9- exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

5.2 Etapes De Modélisation :

Etape 1 :

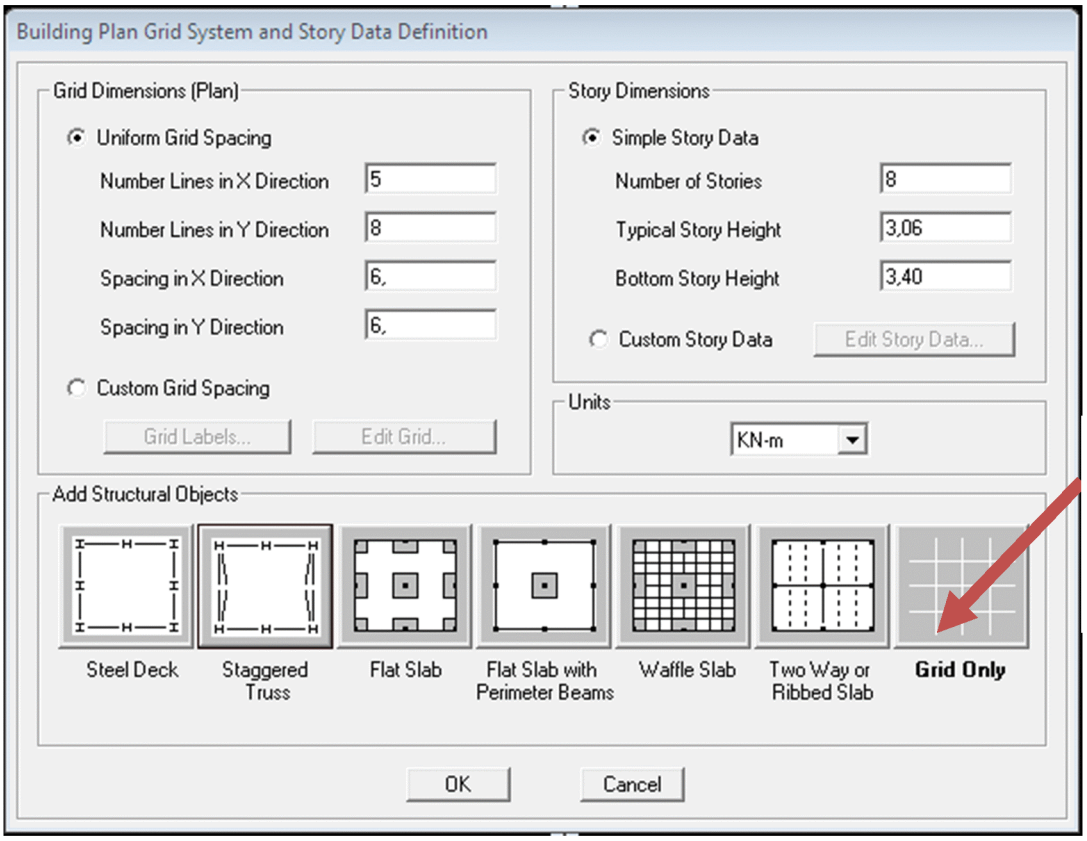
La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

1) Choix des unités

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

2) Géométrie de base

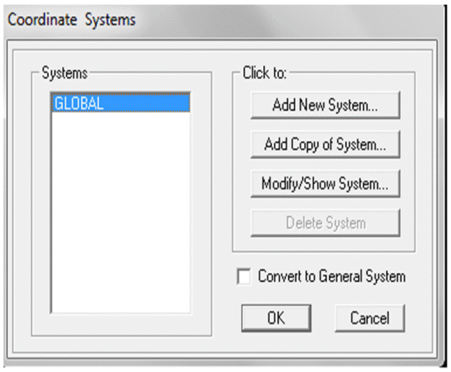
En haut de l'écran dans File, on sélectionne **New model.** On clique sur **Grid only** afin de modéliser notre structure à partir de lignes de grilles.

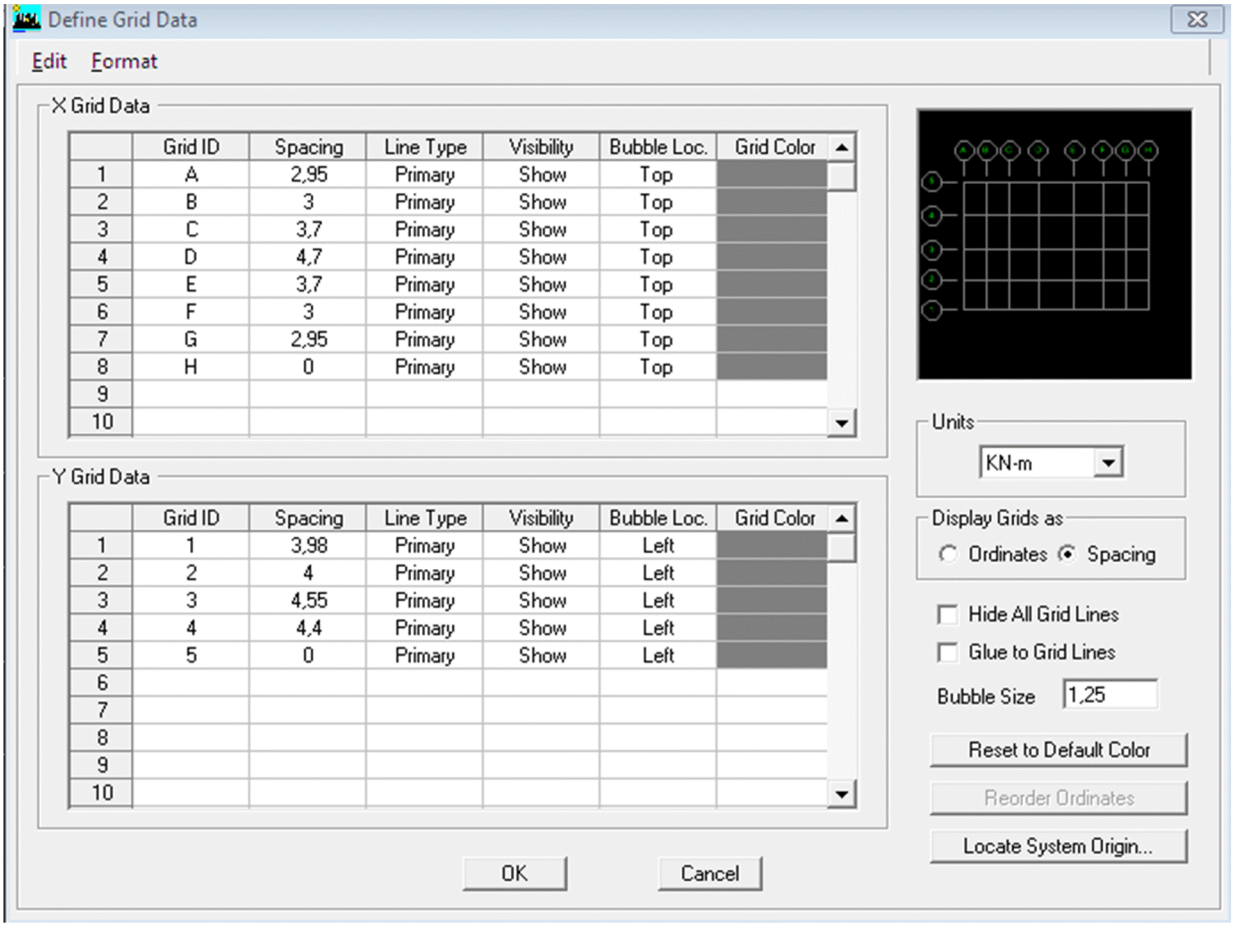


En choisis **Grid Only** pour avoir uniquement les linges de construction

on définit les lignes de construction du modèle (nombre de travées selon la directionX, selon la direction Y).

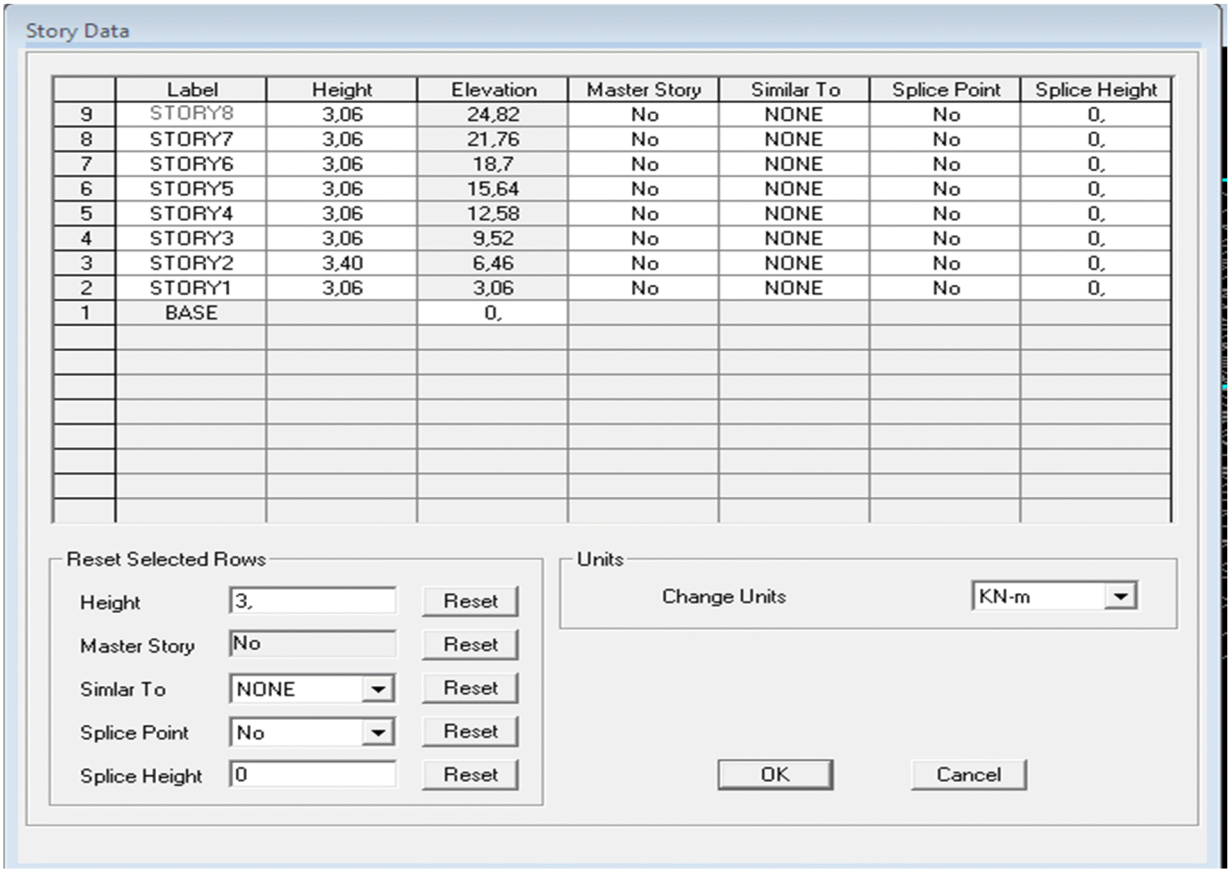
Commande **Edit ; Edit grid** puis en aura la commande suivante :





Pour definir le nombre de niveau et la hauteur de l'étage en fait la commande **Edit**

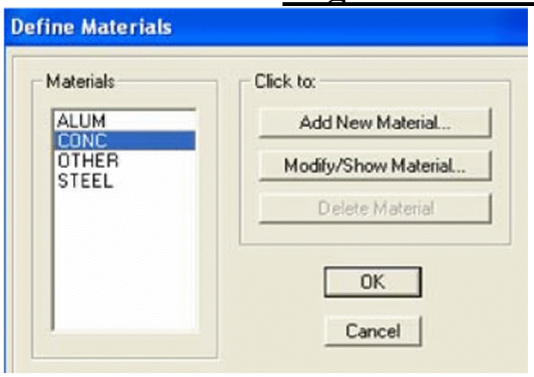
Edit Story, insert story on aura les fenêtres si dessous ;



- **Etape 2:**

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence, l'acier et le béton.

permet de définir les propriétés des matériaux utilisés dans notre cas on utilisera le béton (on clique sur concrete)



-Masse per unit volume (masse volumique du béton)

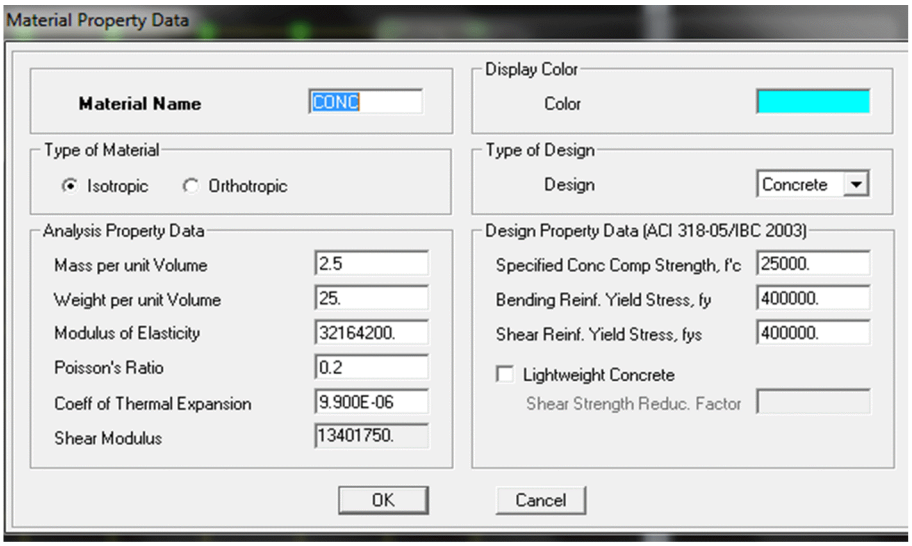
-Weight per unit volume (Poids volumique du béton)

-Modulus of Elasticity (Module de Young)

-Specified concrete comp strenght (contrainte max du béton à la compression)

-Bending Reinf,Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux)

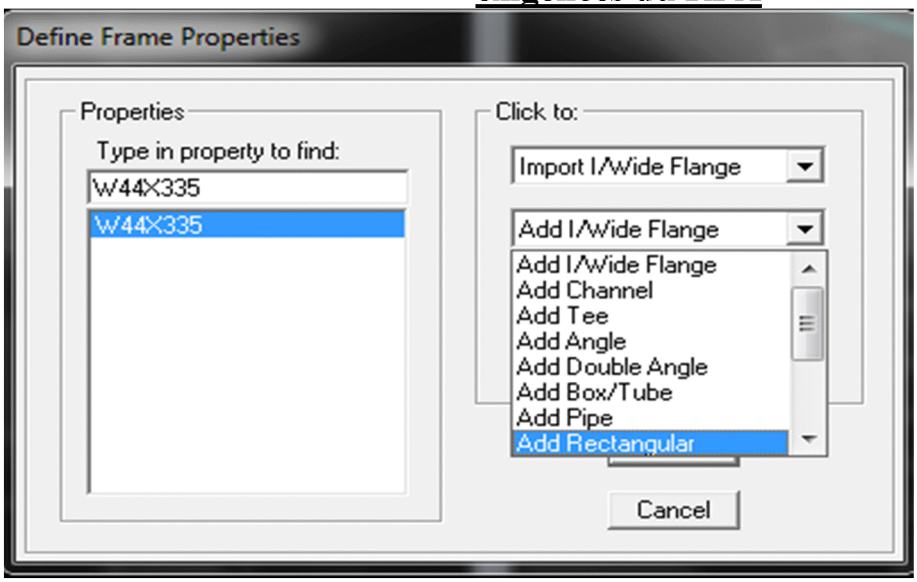
-Shear Reinf,Tield Stress (contrainte max des aciers transversaux)

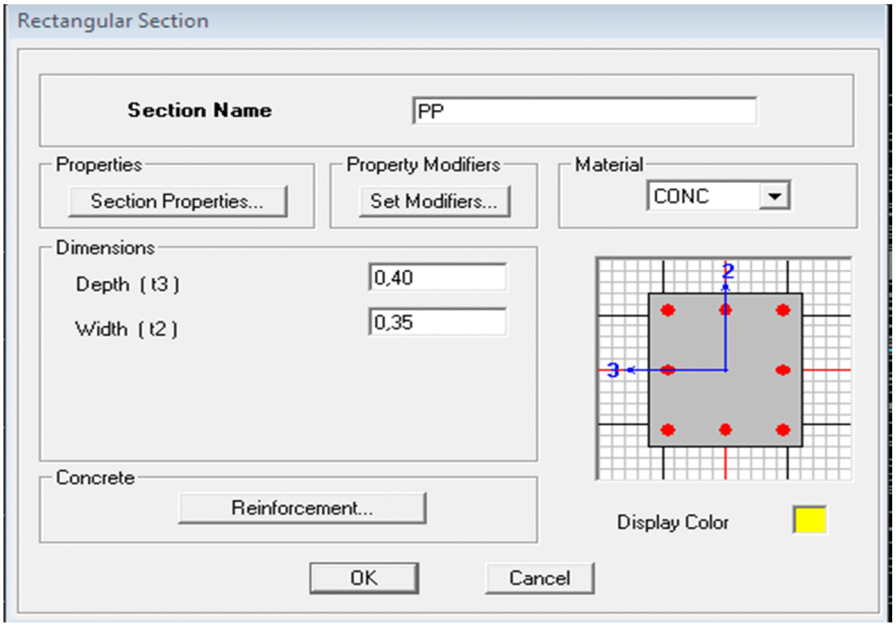


- **Etape 3 :** dans cette partie on va définir les propriètès géométriques des éléments (poteaux, poutres, poutrelle dalle, voile,…)

  Définition des poteaux et poutres:

« **add rectangular** » ; les étapes de la création de l'élément sont montrées sur les figures ci-dessous





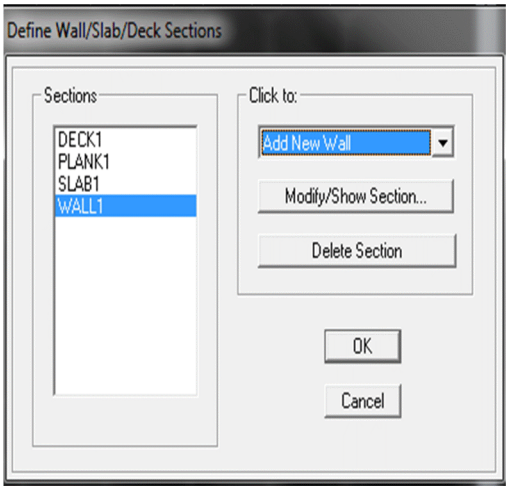
après avoir les éléments barres (poutre, poteaux) nous allons passer aux éléments plaques (Dalles, voiles). On commence d'abord par définir leur caractéristique géométrique.

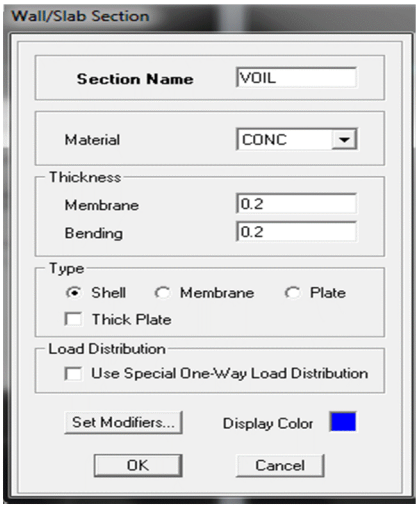
Define, wall/salb/deck section

wall(voil); slab(dalle pleine) ; deck(plancher)

Dans la boite de dialogue, on définit les propriétés :

Voile de contreventement :

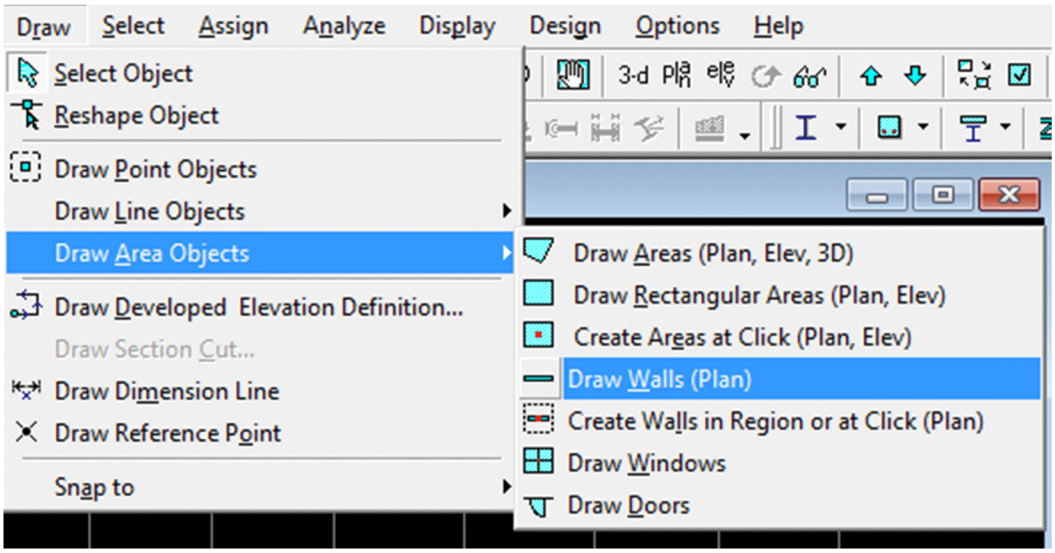




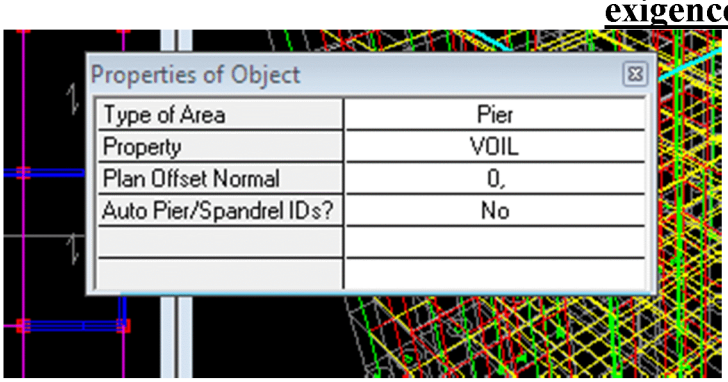
Pour modéliser les voiles, on doit se positionner soit en plan ou en élévation. On clique sur

draw **draw area objects**

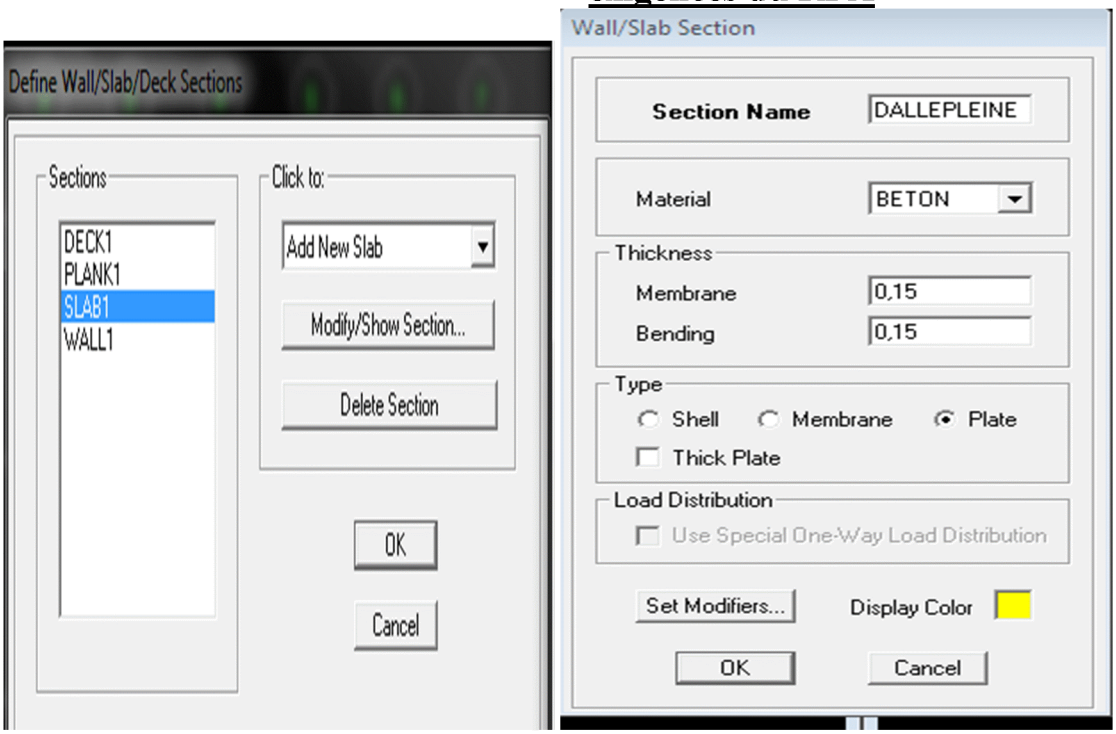
Exemple :



En va crée notre voile en plan, en cliquant du 1er point au 2eme point



DALLE PLEINE :



-Pour les dalles pleine de forme rectangulaire ou triangulaire on se positionné sur la vue en plan et nous allons poursuivre la même méthode que celle des voiles.

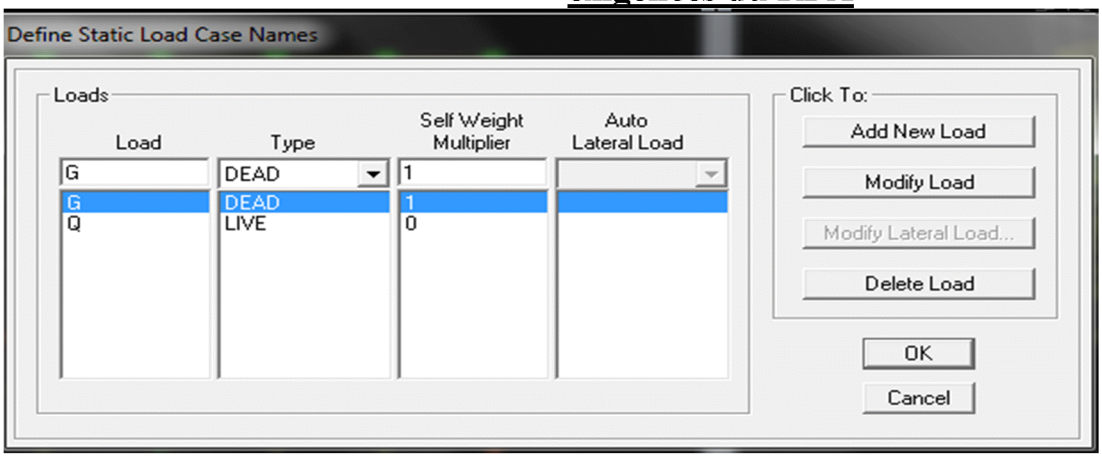
- **Etape4** : définition des charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charge statique (G et Q)

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q).

Pour les définir nous allons suivre les procédés suivant :

Define ⟶ static load cases



Load name (nom de la charge)

Type DEAD (permanente), LIVE(exploitation)

Self weight multiplier (coefficient interne poids propre)

Remarque :

On introduisant la valeur 1dans la case **Self weight multiplier,** le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en les rajoutant **automatiquement** aux charges permanente **G**.

2) **Charge dynamique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS.**

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'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 de sismicité moyenne, du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2(bâtiments courants, voir chapitre III.3.2 du RPPA 2003)

Coeff comportement: portique contreventée par des voiles.

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S2

Facteur de qualité (Q): Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement,
- la redondance en plan,
- la régularité en plan,

- la régularité et en élévation,
- Contrôle de la qualité des matériaux,
- Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule : **Q=1+∑Pq**

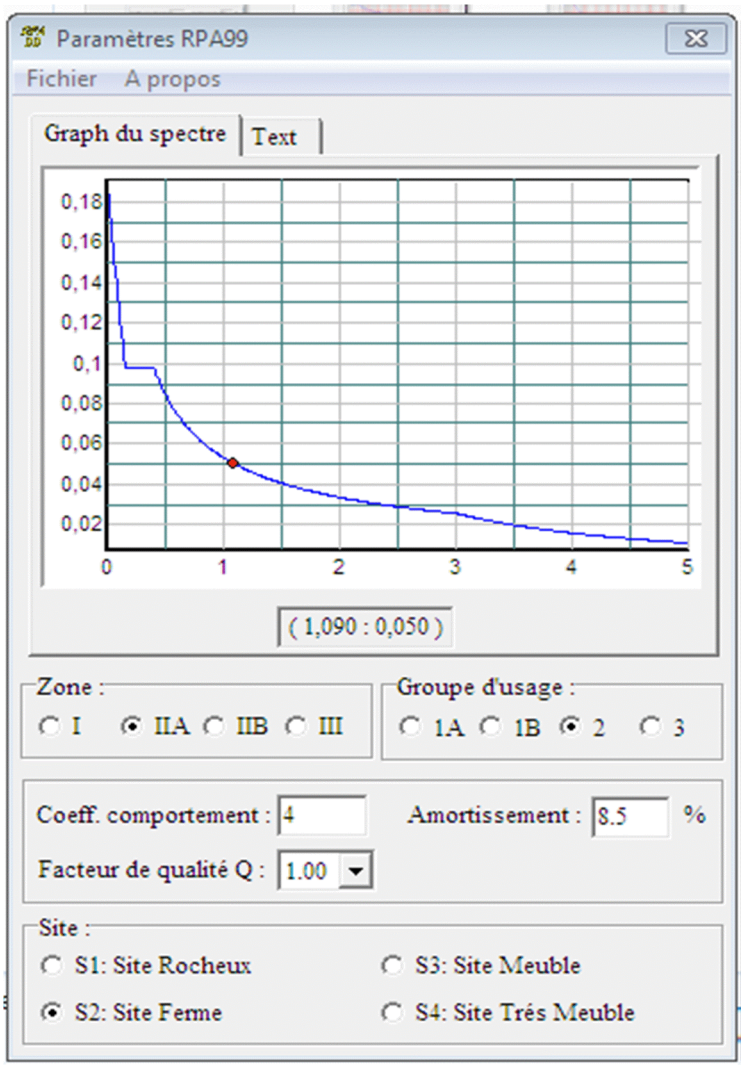
Pq : pénalité a retenir selon que les critère de qualité q ´´est satisfait ou non´´

Apres avoir vérifiée les conditions ci-dessous en trouve le facteur de qualité **Q=1.0**

En introduit dans le logiciel

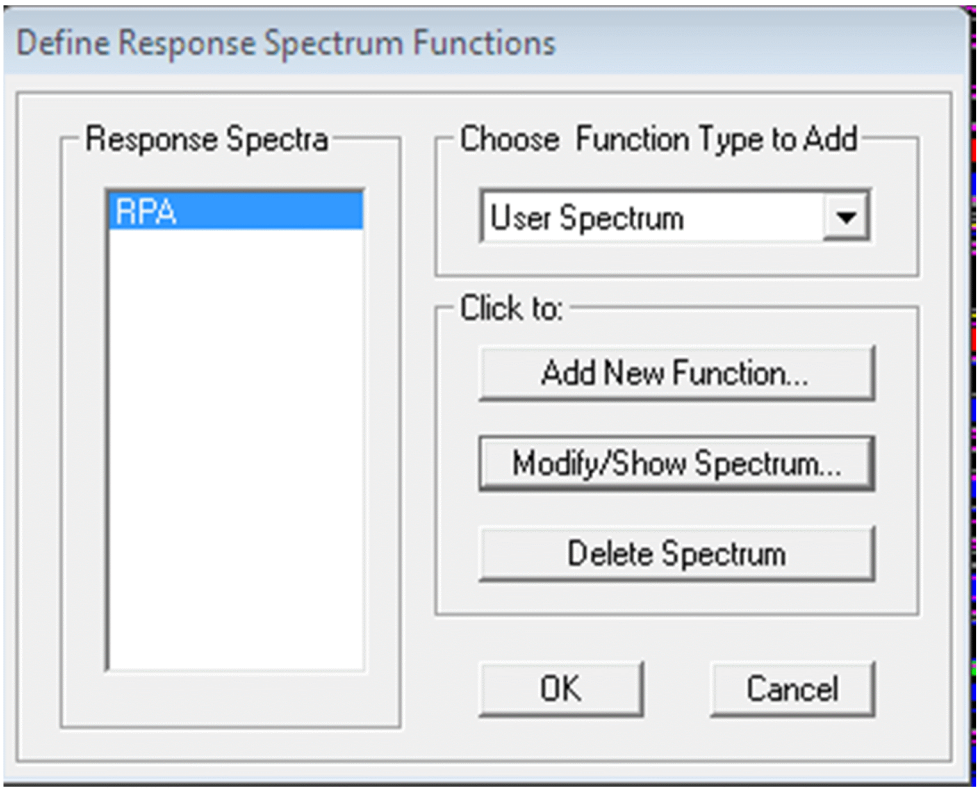
les données dans leurs cases respectives, on

Clique sur **Text** pour voir les valeurs.

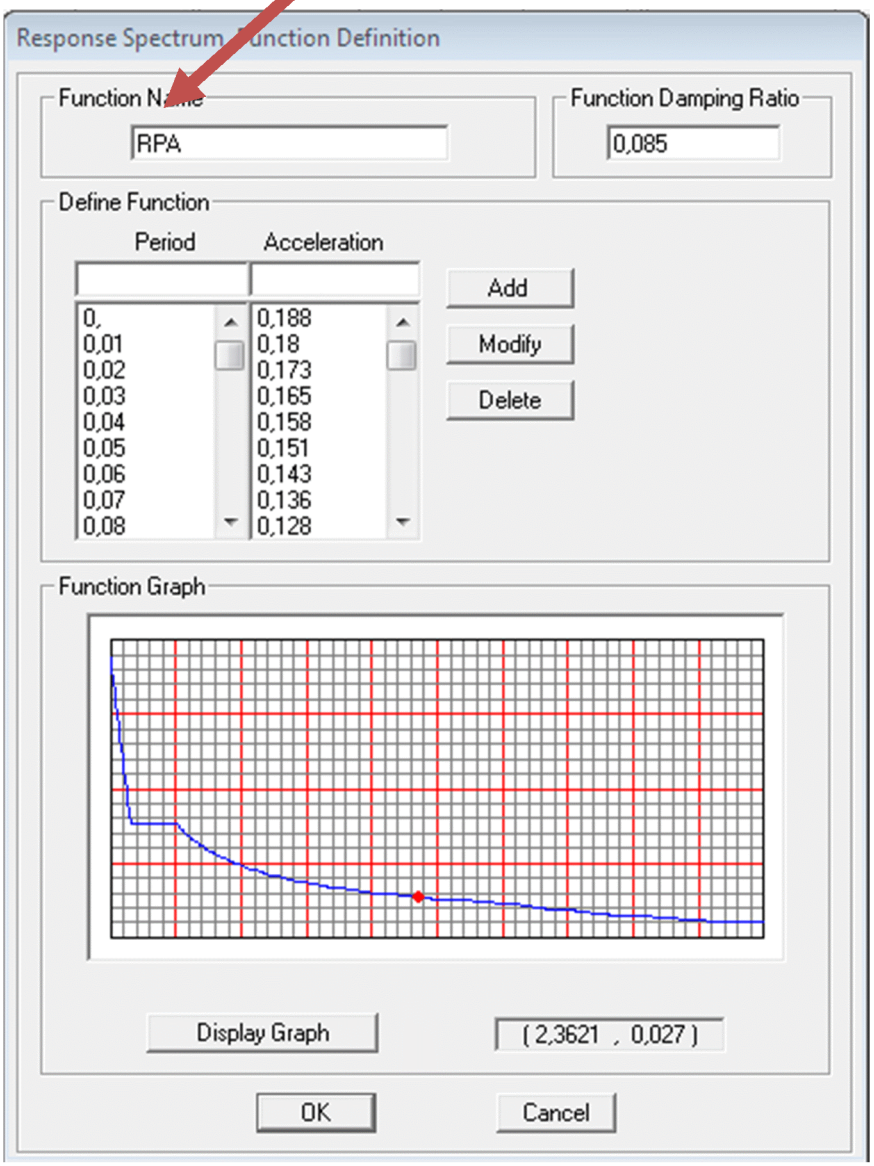


Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS,** on clique sur :

Define ⟶ Reponse spectrum fonctions…



Function Name (nom du spectre) : RPA



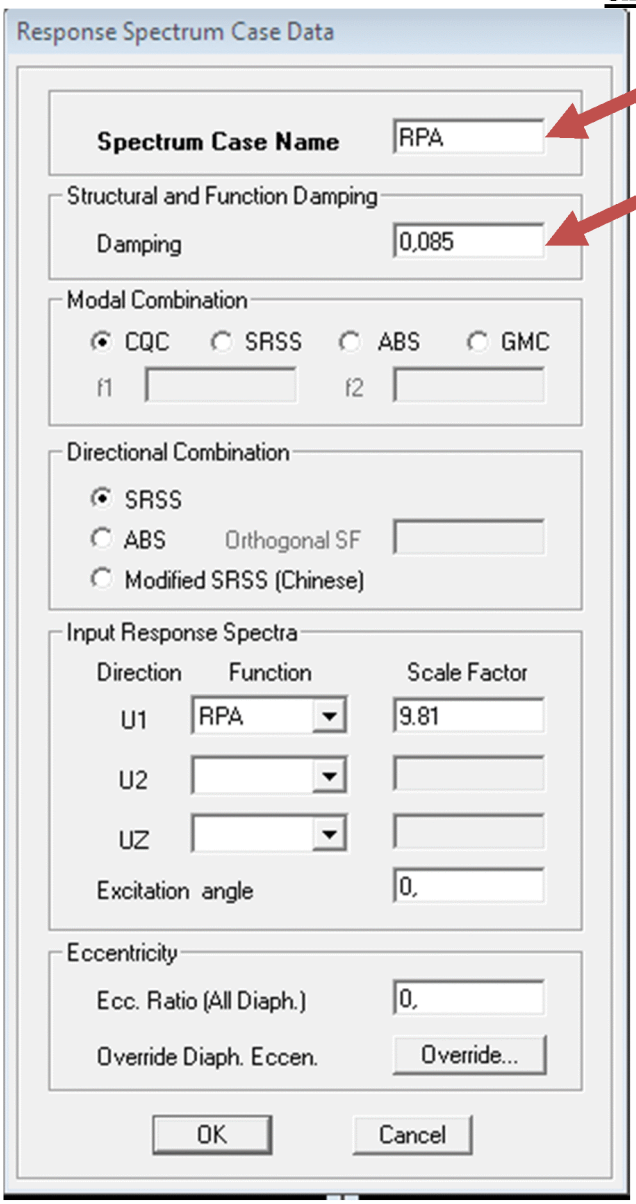
Une fois que le spectre est introduit, nous allons procéder a la prochaine étape qui consiste a définir le chargement **E**(séisme) ;on clique sur :

Define ⟶ reponse ⟶ spectrum cases

Spectrum Case Name

(Spectre suivant Ex) :

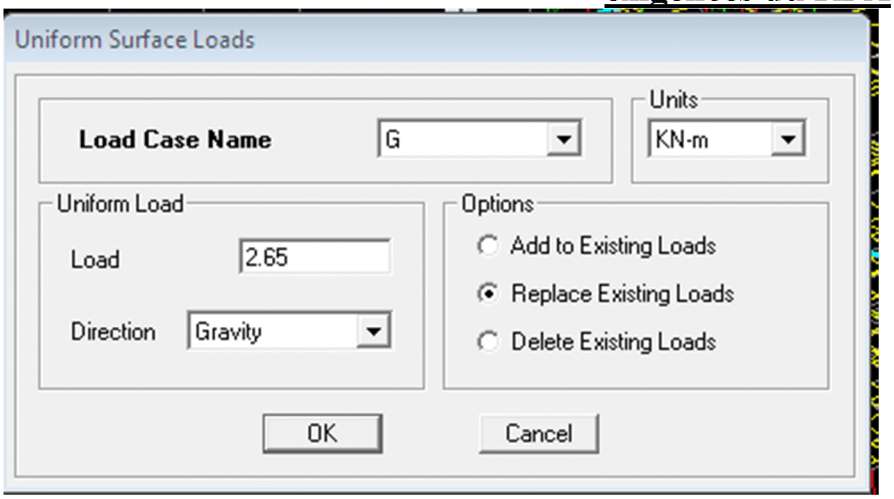
Amortissement=8.5%



Etape5 : Chargement de plancher :

Les charges statiques étant introduites, on sélectionne chaque panneau et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

uniform surface loads ⟶ **uniform loads** ⟶ **ok**



- **Etape6 :** introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'action à considèrer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

ELU:1,35G+1,5Q

ELS:G+Q

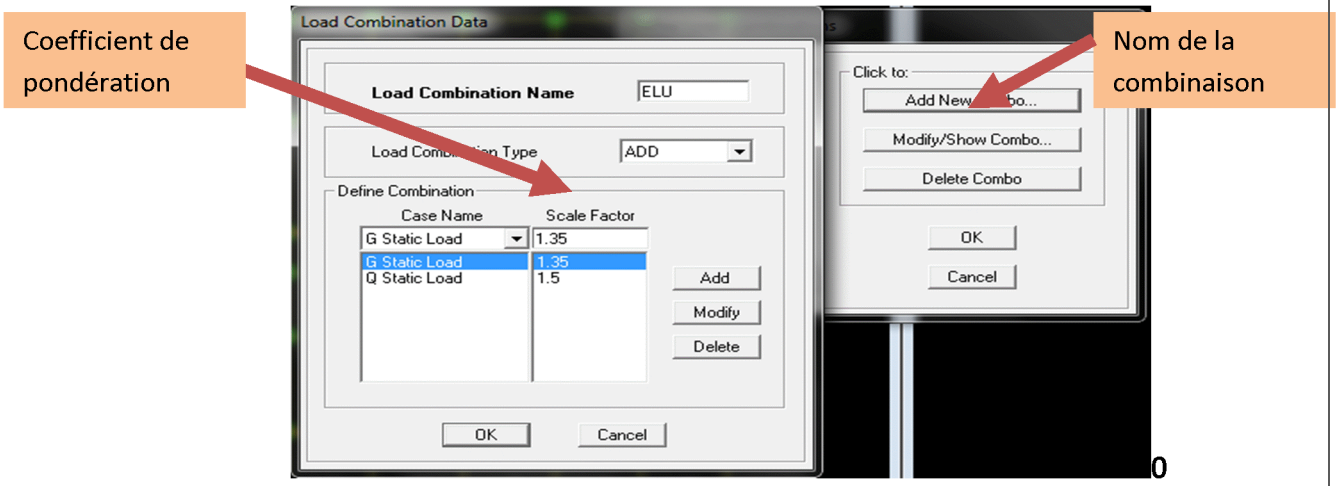
Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : G+Q±E

08GE : 0,8G±E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

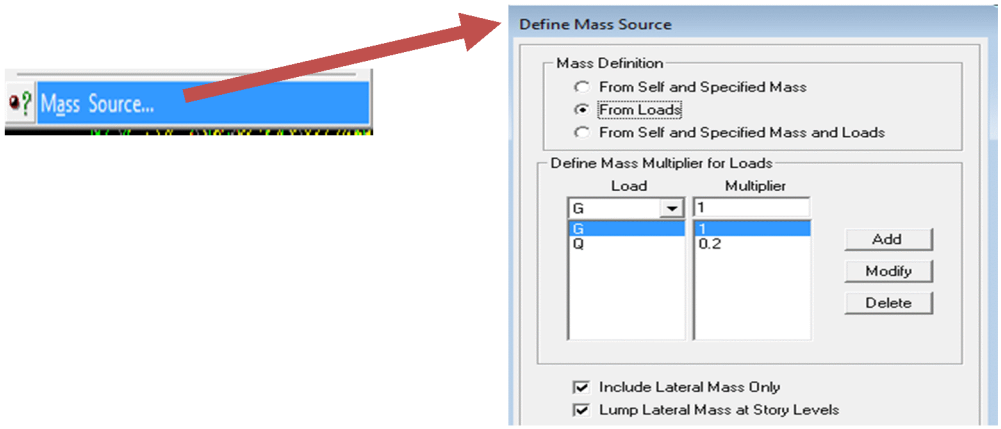
Define ⟶ static load combinaison⟶ Add New Combo



On reprend la même opération pour les autres combinaisons

Etape7 : introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante : **define→mass source**

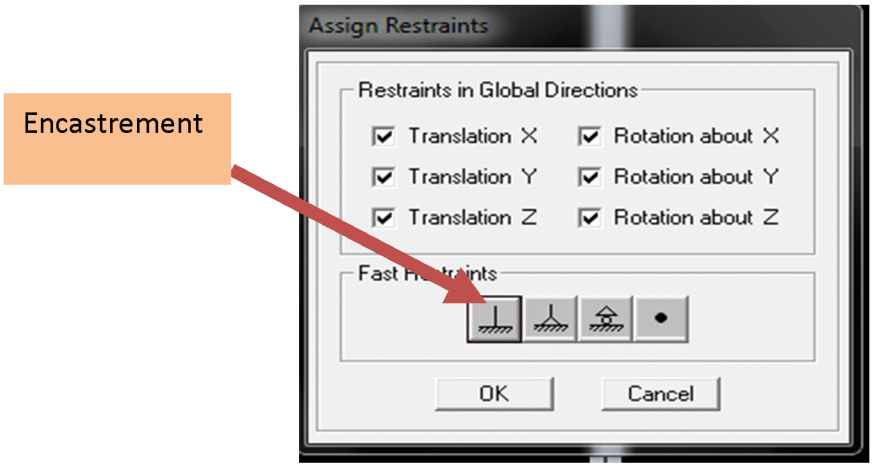


- **Etape8 :** Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

➢ **Les appuis :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuant un encastrement ;

Assign → joint point restraints (support) : On clique sur l'icone de l'encastrement et tous les nœuds seront encastrés.



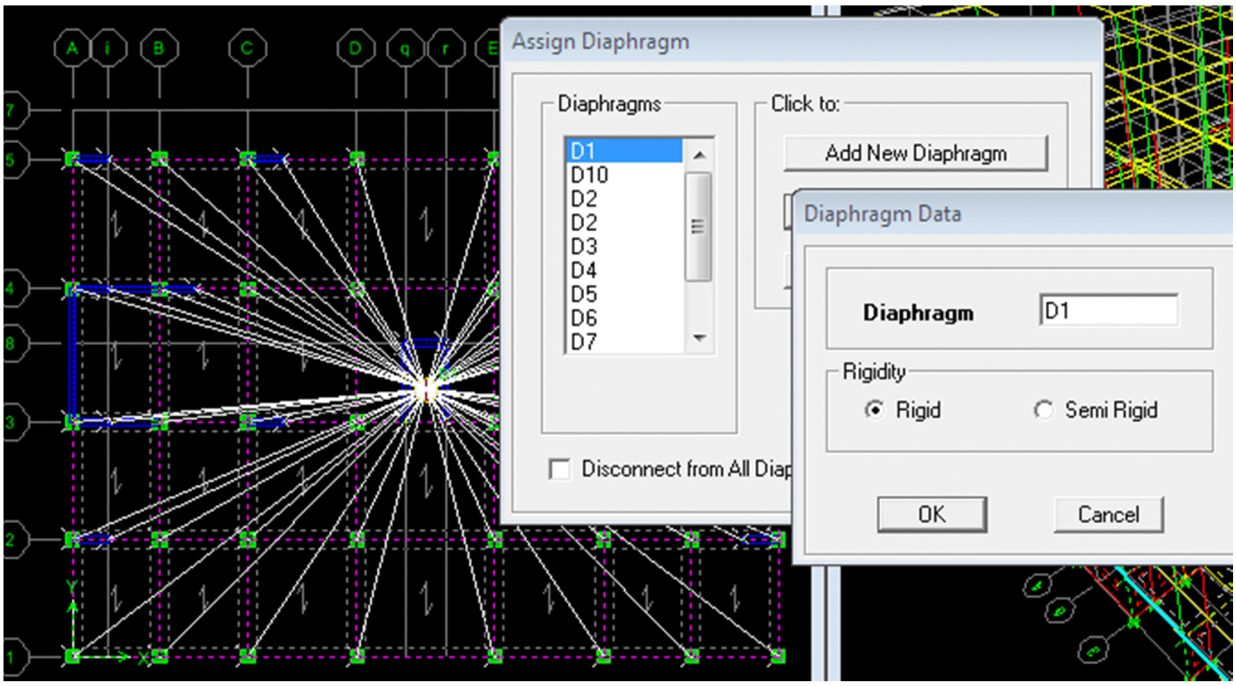
➢ **Les diaphragmes :**

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur

→

l'icone ou en suivant les étapes suivantes : **Assign→ joint/ point→ Diaphragme Add New Diaphragm**

ra



Après introduit le nom du diaphragme dans la case diaphragme on clique sur OK pour valider .

En refait la même opération pour chaque plancher

- **Analyse et visualisation des résultats**

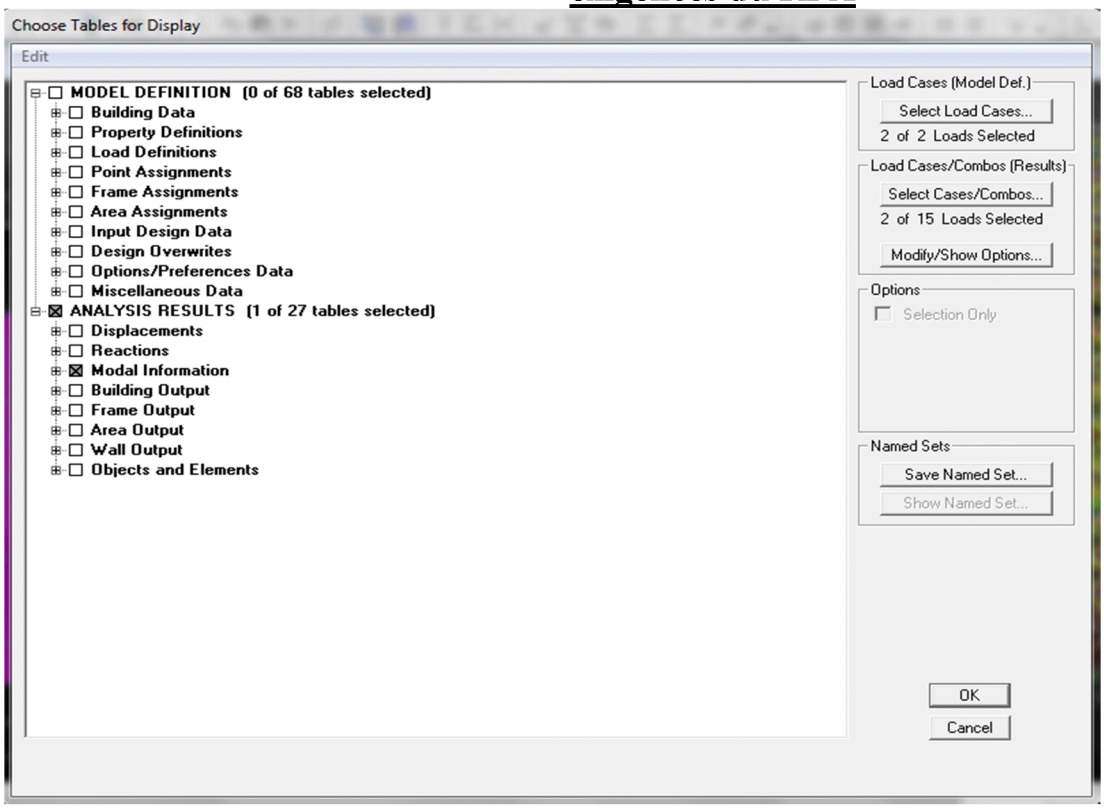
Pour le lancement de l'analyse : **Analyze⇨RunAnalysis(ou)**

pour la visualisation des résultats :

Visualisation des résultats :

- **Période et participation modale :**

  Dans la fenêtre **Display ⇨ show tables,** on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal ».**

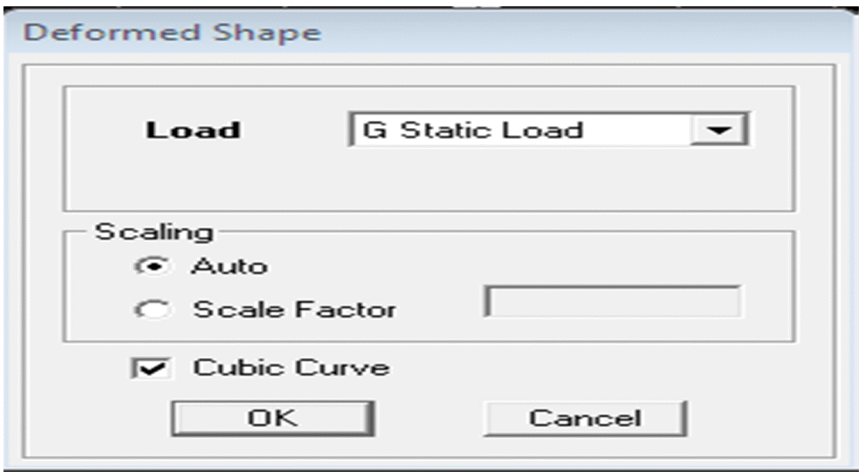


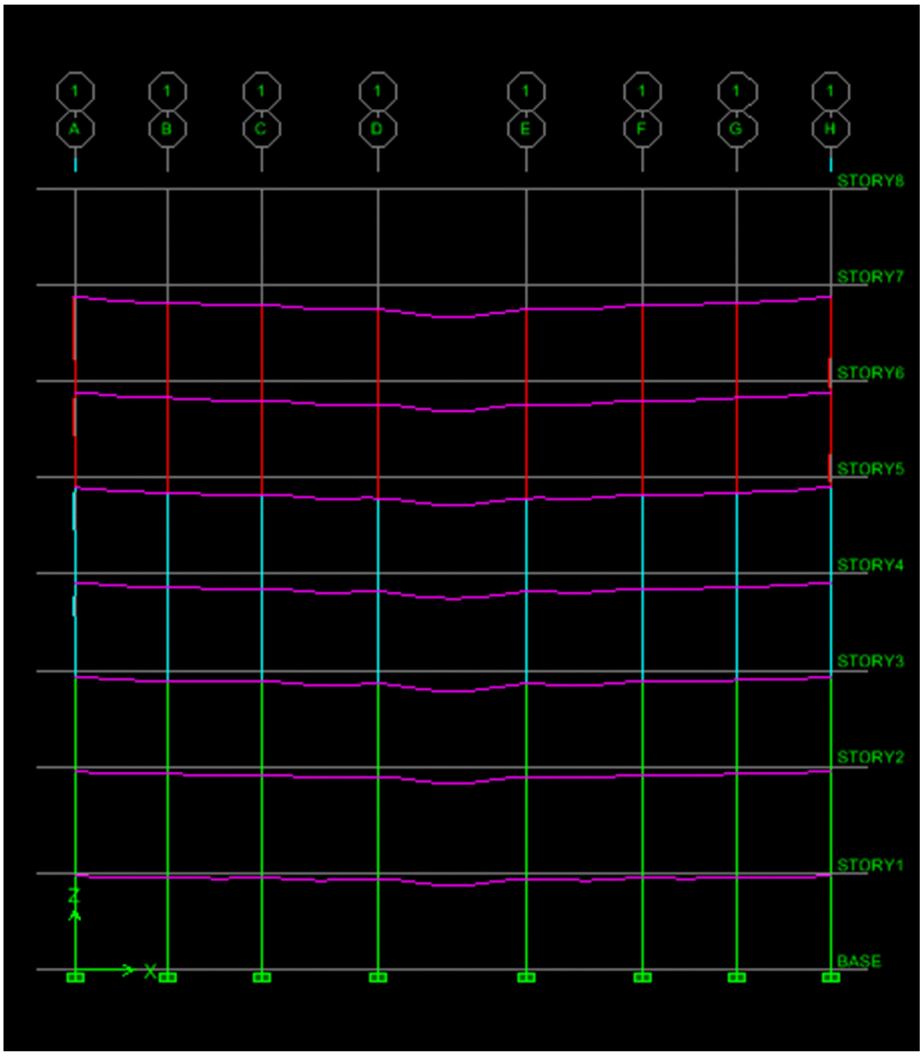
.Choix des tableaux à afficher

- **Déformée de la structure :**

Avec le menu Display il est possible de choisir show **Deformed Shap** ( ) pour visualiser les déplacements. le menu **Show deformed** conduit à la fenêtre suivante :

il faut spécifier le cas de chargement **G**



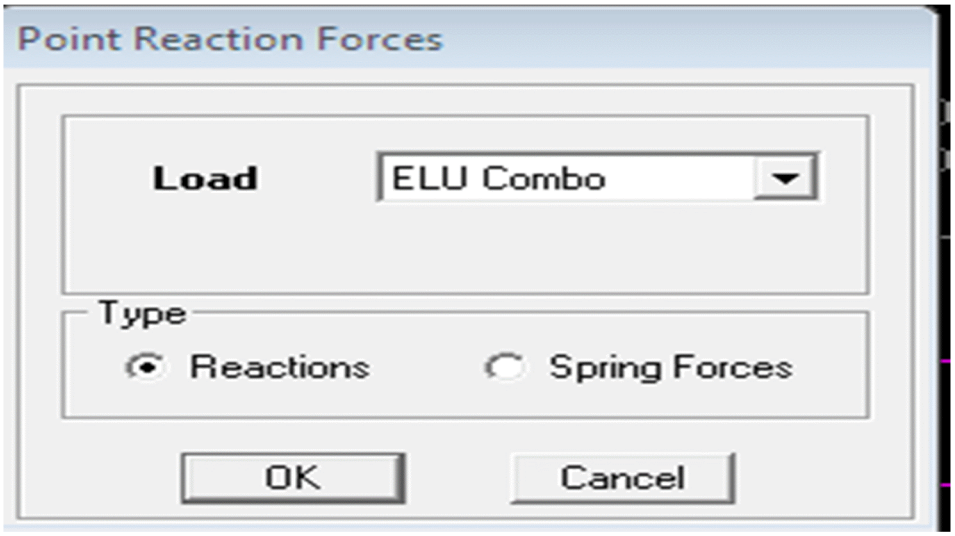


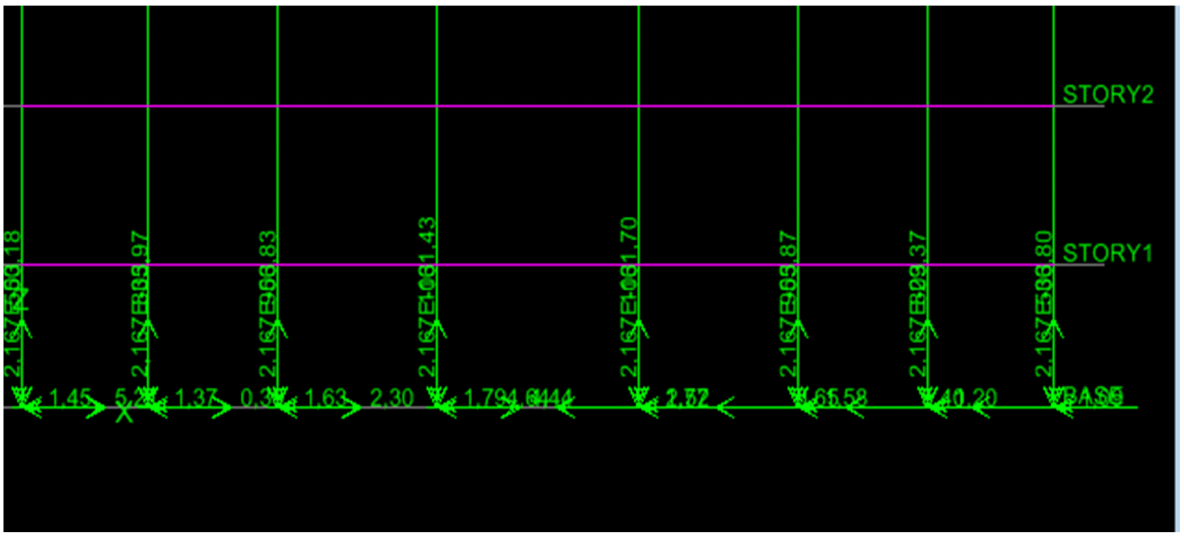
Déformée de la structure

Réaction :

Le menu Display permet d'afficher les réactions avec **Show Member forces/ Stresses Diagram –Support /Spring Reaction**. on aura la boite de dialogue suivante :

- Sélectionner le cas de chargement.
- cocher **Réactions**
- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.





Les réactions à la base de la structure

- **Les efforts internes :**

Le menu **Display** permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces /Stresses Diagram- Frame/pier/Spandrel Forces**. Et aura la fenetre suivante :

- Sélectionner le cas de chargement
- L'option **Axial Force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux(DEN)
- l'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET)

- l'option **Shear 3-3** afficher l'efforts tranchants hors plans
- l'option **Moment 3-3** afficher le diagramme de moments flichissant (DMF)
- l'option **Torsion et Moment 2-2** affichent les moments auteur d'axes
- l'option **Seal Facteur** permet d'ajuster la taille des diagrammes
- pour voir les valeurs dans les diagrammes on découcher **Fill Diagram** et on coche

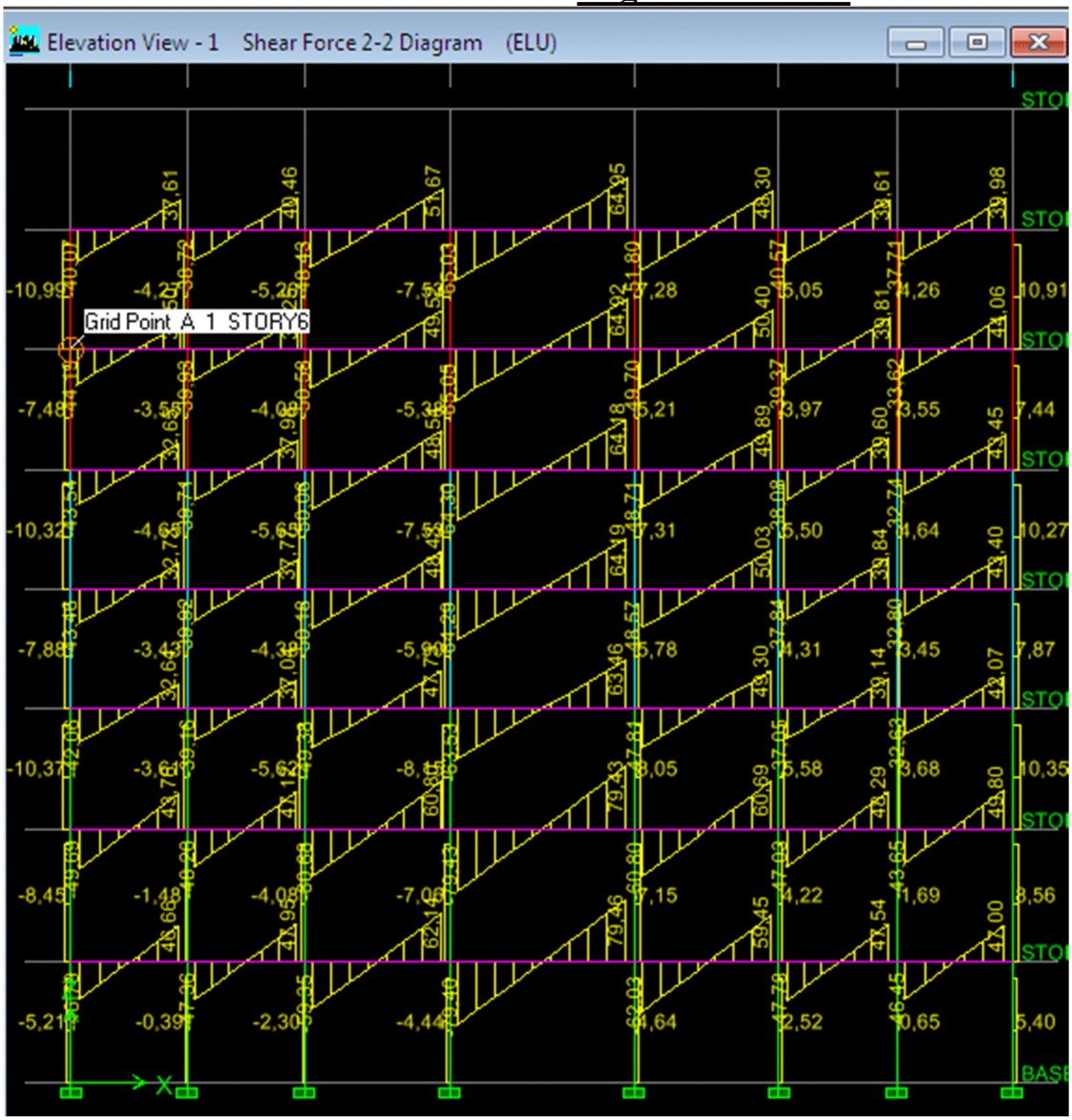


Diagramme des efforts tranchants

- **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 **Elemet Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/combo** 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 $\mathbf{U_x}$ correspond au sens xx, et $\mathbf{U_y}$ 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 Réactions »** 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 selectionne le plan XZ

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on selectionne 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

Etape9 : 5.3 Vérification des résultats selon les exigences du RPA99version 2003

5.3.1Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

(Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003)

$$\frac{N_d}{B_c\, f_{c28}} \leq 0.3$$

avec :

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

$\mathbf{f_{c28}}$ = la résistance caractéristique du béton.

Nd=1445.39 KN

$$\frac{1445.39}{45^2 \times 25} = 0.028 \leq 0.3$$

5.3.2 Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003

Tableau: participation massique au séisme

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,6656	68,3658	0,0001	68,3658	0,0001
2	0,654973	0,0001	70,6429	68,366	70,643
3	0,458509	1,8204	0	70,1863	70,643
4	0,170438	17,1013	0,0002	87,2877	70,6432
5	0,167343	0,0002	19,0256	87,2878	89,6687
6	0,122692	0,5567	0	87,8445	89,6687
7	0,079667	0	5,2003	87,8445	94,869
8	**0,077655**	**5,7792**	**0**	**93,6237**	**94,869**
9	0,060169	0,22	0	93,8438	94,869
10	0,051796	0	2,5638	93,8438	97,4329
11	0,048332	2,5904	0	96,4342	97,4329
12	0,040244	0,2798	0	96,714	97,4329

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir du 8eme mode : -Sens-x : 93.62%,

-Sens-y : 94.869 %,

Donc la condition du RPA est vérifiée.

5.3.3 Vérification de l'effort tranchant à la base :(ART 4.3.6/ RPA Version 2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t, obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inferieure 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 $V_D \leq 0.8$ Vt ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;…….)dans le rapport 0.8Vt /V_D

❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R}.W_T \qquad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

Q : facteur de qualité.

R :coefficient de comportement de la structure.

W :poids totale de la structure : 30050.931 KN

Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient A est donné par le tableau **(4.1RPA99/version 2003)** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du batiment.

Dans notre cas on est en **Zone IIa Groupe 2 donc A=0.15**

Coefficient de comportement global de la structure R :

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA/ Version 2003) en fonction du système de contreventement (portique contreventée par des voiles) donc **R=4**

Facteur de qualité Q : Q=1+$\sum_1^5 Pq$

Pq :pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non ,sa valeur est donnée par le tableau (4.4 RPA 99/Version 2003)

Critères q	Observé/non	p_q
1. condition minimales sur les files de contreventement	Oui	0.00
2. redondance en plan	Oui	0.00
3. régularité en élévation	Oui	0.00
4. régularité en plan	Oui	0.00
5. contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6. contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Tableau : valeur des pénalités à retenir suivant l'axe X

On aura donc : Qx=1+(0+0+0+0+0+0)=1 ⟶ Qx=1

Critères q	Observé/non	p_q
1. condition minimales sur les files de contreventement	Oui	0.0 :0
2. redondance en plan	oui	0.00
3. régularité en élévation	oui	0.00
4. régularité en plan	oui	0.00
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00

Tableau : valeur des pénalités à retenir suivant l'axe Y

On aura donc : Qy=1+(0+0+0+0+0+0)=1 Qy=1

Facteur d'amplification dynamique de la structure D:

Il est en fonction de:

la catégorie du site

Facteur de correction d'amortissement (η)

la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\times\eta \ldots\ldots\ldots\ldots & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\times\eta\times\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots & T_2 \le T \le 3s \\ 2.5\times\eta\times\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\times\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \ldots\ldots & T \ge 3s \end{cases}$$

avec :

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99)

Le bâtiment est réalisé sur un sol ferme de site 2 T2 =0.4s

η : Le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \ge 0{,}7$$

ξ : poucentage d'amortissement critique doné par le tableau 4.2(RPA 99/Version 2003

$\xi = 7\% \rightarrow$ construcion autostable.

$\xi = 10\% \rightarrow$ contreventement par voiles.

pour une construction mixte en prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8.5\%$

donc :

η=0.81 $\geq$ 0.7

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytique ou numériques.

la formules empirique à utiliser selon les cas suivants (Art 4-6)

$T=C_t h_N^{0.75}$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T :coefficient ,fonction du système de contreventement ,du type de remplissage (RPA2003).pour notre cas C_T=0.05

la période analytique est tirée du tableau donée par le logiciel ETABS :

$T_{etabs=0.66s}$ (mode 1) translation dans le sens (xx).

$T_{etabs=0.65s}$ (mode 2) translation dans le sens (yy).

$T_{etabs=0.45s}$ (mode 3) rotation.

la première formule empirique donne :

$\mathbf{T_{empirique}} = 0.05x\ (24.82)^{3/4}$=0.55 s

L'article 4.2.4 du RPA version 2003 postule que les valeurs de T, calculée à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$\mathbf{T_{num}} = 1.3x0.55=0.71$

$T_{etabs} < T_{num}$……condition vérifiée.

Calcul de la valeur de D :

$D= 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{2/3}= 2.5 \times 0.81 (\frac{0.4}{0.55})^{2/3} = \mathbf{1.64}$

Paramètre	valeur
Coefficient de zone A	0.15
Période caractéristique	0.4s
Coefficient Ct	0.05
Facteur d'amplification	1.64
Coefficient de comportement R	4
Qx-Qy	1- 1
W(KN)	30050.931
T(s)	0.55
η	0.81

Tableau : Résumés des résultats des paramètres

Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

(Art 4.3.6 RPA 99/Version 2003)

La résultante des forces sismique à la base V_D obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente Vs pour une valeur de la période donnée par la formule empirique suivante :

$V_D=0.8Vs$

$V_s=\frac{ADQ}{R}W=\frac{0.15\times1.64\times1}{4}\times30051.931=1848.20$ KN

Vérification :

Sens xx : 80% $Vmse = 1478.56 <$ V_{Etabs} = 3188.04KN →Condition est vérifiée

Sens yy : 80% $Vmse = 1478.56 <$ V_{Etabs} = 3307.71KN →Condition est vérifiée

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison modal est inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminées par la méthode statique équivalente $V_{mse.}$

Justification des déplacements latéraux inters étage :(Art 4.4.3.RPA99/Version 2003) :

D'après le **RPA 99/VERSION 2003 (art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (art 4-43)** : $\delta_k = R\ \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) résultant de la modélisation sur ETABS.

R : coefficient de comportement égale à 4 pour une structure contreventé par des voiles.

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau : Déplacement inter-étage dans le sens xx'

NIV	UX(δ_{ek}) (m)	R	δk(m)	ΔK(m)	1%ht	condition
8	0,0097	4	0.0388	0.004	0.0306	vérifiée
7	0,0087	4	0.0348	0.006	0.0306	vérifiée
6	0,0072	4	0.0288	0.006	0.0306	vérifiée
5	0,0057	4	0.0228	0.006	0.0306	vérifiée
4	0,0042	4	0.0168	0.0056	0.0306	vérifiée
3	0,0028	4	0.0112	0.0052	0.0306	vérifiée
2	0,0015	4	0.006	0.004	0.0340	vérifiée
1	0,0005	4	0.002	0.002	0.0306	vérifiée

Tableau : Déplacement inter-étage dans le sens yy'

NIV	$U_Y(\delta ek)(m)$	R	δk (m)	ΔK(m)	1%ht	condition
8	0,01	4	0.04	0.0056	0.0306	vérifiée
7	0,0086	4	0.0344	0.0056	0.0306	vérifiée
6	0,0072	4	0.0288	0.006	0.0306	vérifiée
5	0,0057	4	0.0228	0.006	0.0306	vérifiée
4	0,0042	4	0.0168	0.0056	0.0306	vérifiée
3	0,0028	4	0.0112	0.0048	0.0306	vérifiée
2	0,0016	4	0.0064	0.0044	0.0340	vérifiée
1	0,0005	4	0.002	0.002	0.0306	vérifiée

Conclusion :

Les déplacements relatif de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs aux déplacements admissible.

5.3.4 Déplacements maximum :

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

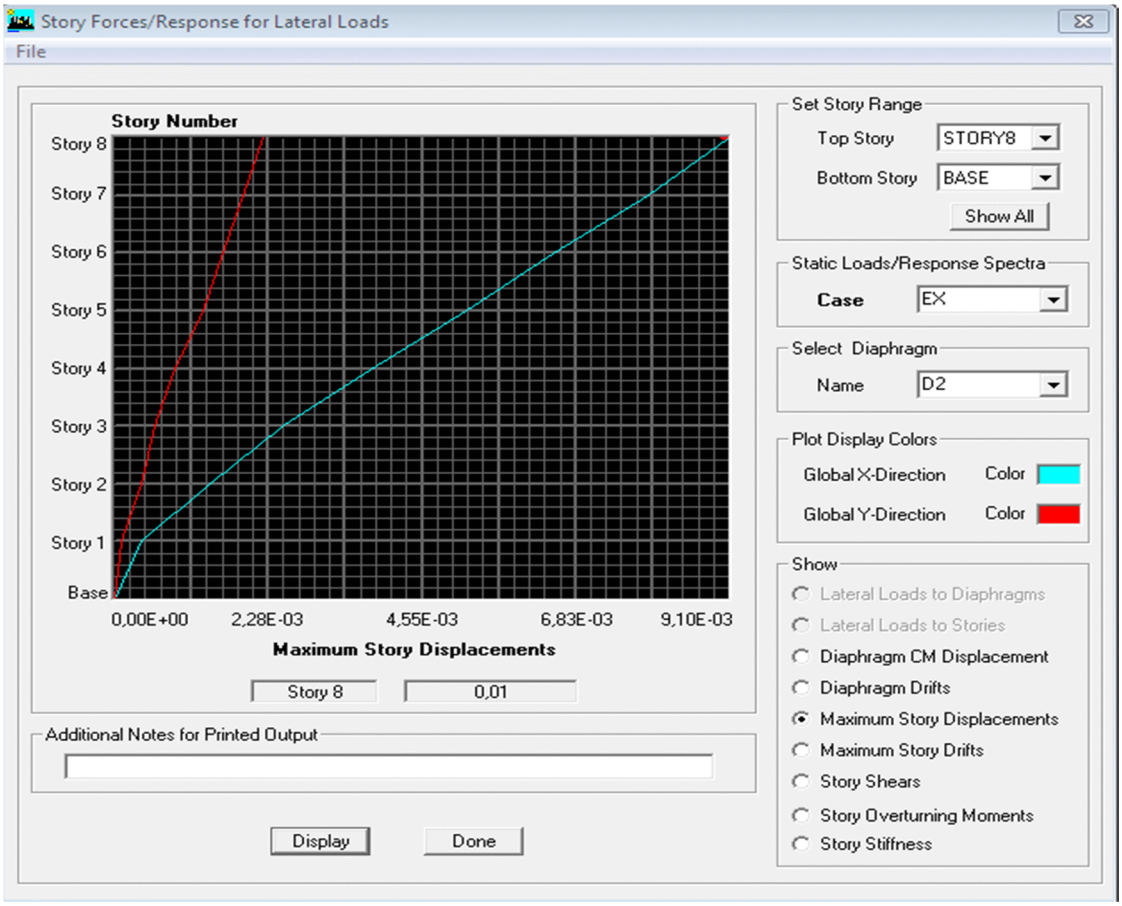
$$\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : la flèche admissible,

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

$\delta_{max} = 0.01 \leq f = \frac{24.82}{500} = 0.0496$ la condition est vérifiée.

Sens transversal :



Vérification des déplacements selon Ex

a) Nombre de modes à considérer :(RPA99/ 03 Art 4.3.4)

- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
  - la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \text{ et } \quad T_K \leq 0{,}20 \text{ sec} \qquad (4\text{-}14)$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

- Dans notre cas N=8niveaux ⇨ $K \geq (3 \times \sqrt{8} = 8.48)$

  Donc : ***K= 8*** nombre de mode

A. ***Caractéristiques géométriques de la Structure :***

- **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Etages	Masse		Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité calculée		Excentricité accidentelle	
	X	Y	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y	e_{x1}	e_{y1}
NIVEAU8	924,7513	924,7513	11,992	8,673	12	10,917	0.008	2.244	0.966	1.255
NIVEAU7	913,1938	913,1938	11,991	9,02	12	11,121	0.009	2.10	0.966	1.255
NIVEAU6	901,5628	901,5628	12	9,033	12	11,265	0.000	2.232	0.966	1.255
NIVEAU5	892,0758	892,0758	11,974	9,042	12	11,336	0.026	2.294	0.966	1.255
NIVEAU4	882,4847	882,4847	11,976	9,052	12	11,378	0.024	2.326	0.966	1.255
NIVEAU3	873,6941	873,6941	11,991	9,126	12	11,407	0.009	2.281	0.966	1.255
NIVEAU2	638,3955	638,3955	12,017	10,892	12	11,479	0.017	0.587	0.966	1.255
NIVEAU1	928,9299	928,9299	12,006	8,675	12,001	10,756	0.005	2.081	0.966	1.255

Tableau .Centre de torsion et centre de masse de la structure.

- **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion)
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans

a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_{x1} = 0{,}05 \times 17.37 = 0.8685$ m.

$$e_{y1} = 0{,}05 \times 24.51 = 1.255 \text{ m}$$

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9 RPA 99/version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tout les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K,

V_K: effort tranchant de l'étage k,

h_K : hauteur de l'étage K,

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le (tableau 5.8)

Tableau: Vérification de l'effet P-Δ

	sens x x					sens yy			
NIV	Pk	ΔK (m)	VK	VKx hK	θx (facteur d'instabilité)	ΔK (m)	VK	VKx hK	θx (facteur d'instabilité)
8	4239,76	0.004	691,23	2115.16	0.008	0.0056	729,02	2230.8	0.011
7	9355,28	0.006	1345,06	4115.88	0.014	0.0056	1404,49	4297.73	0.012
6	14494,72	0.006	1862,93	5700.56	0.015	0.006	1935,09	5921.37	0.015

5	19724,99	0.006	2289,12	7004.70	0.017	0.006	2366,41	7241.21	0.016
4	24875,47	0.0056	2629,07	8044.95	0.017	0.0056	2713,63	8303.70	0.017
3	30235,79	0.0052	2881,01	8815.89	0.018	0.0048	2981,38	9123.02	0.016
2	35715,69	0.004	3077,2	10462.48	0.014	0.0044	3185,34	10830.15	0.015
1	41286,25	0.002	3192,38	9768.68	0.008	0.002	3308,41	10123.73	0.008

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous pouvons 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,

Les efforts normaux dans les poteaux sont vérifiés,

L'effet du 2° ordre est vérifié,

L'excentricité est vérifiée .

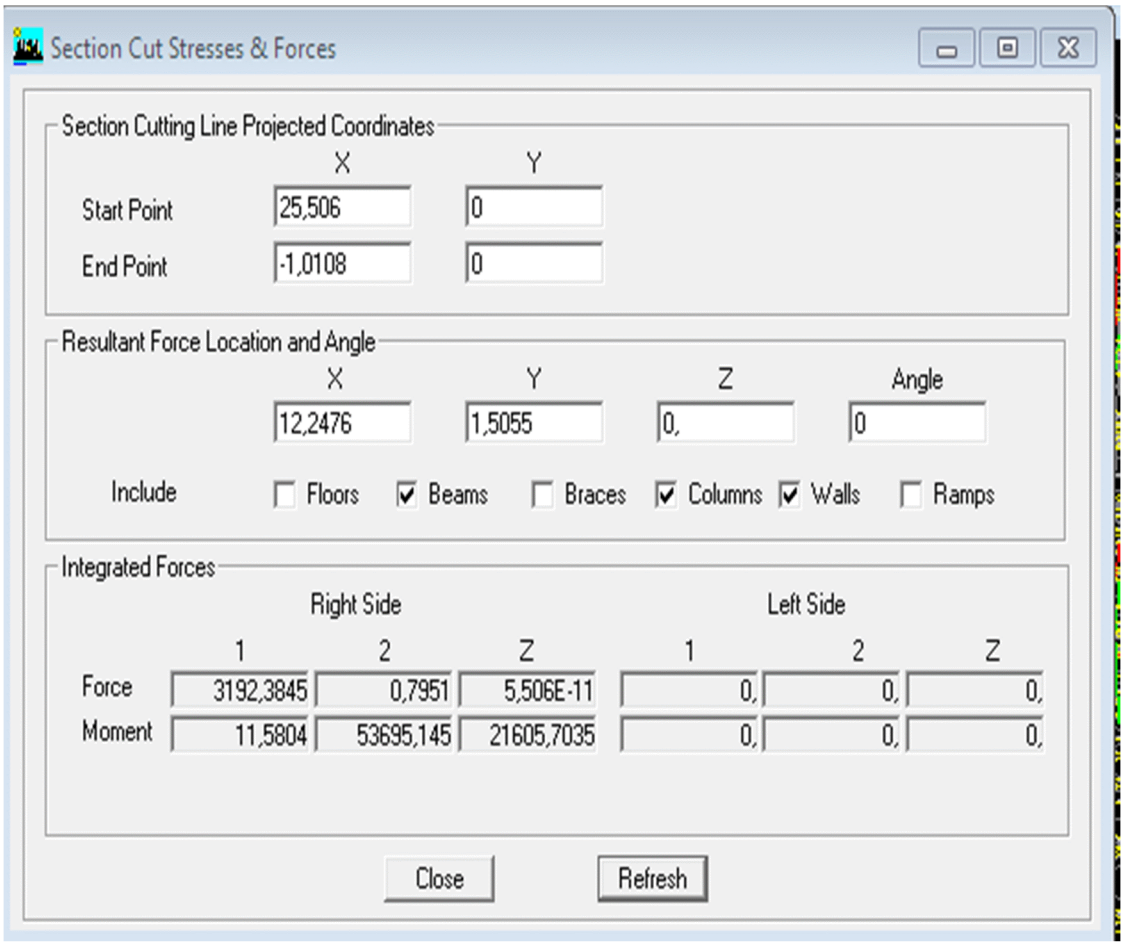
Remarque :

Puisque les coefficients $\theta_K < 0.1$ pour chaque niveau K et dans les deux sens on peut donc négliger l'effet P-D dans des éléments structuraux

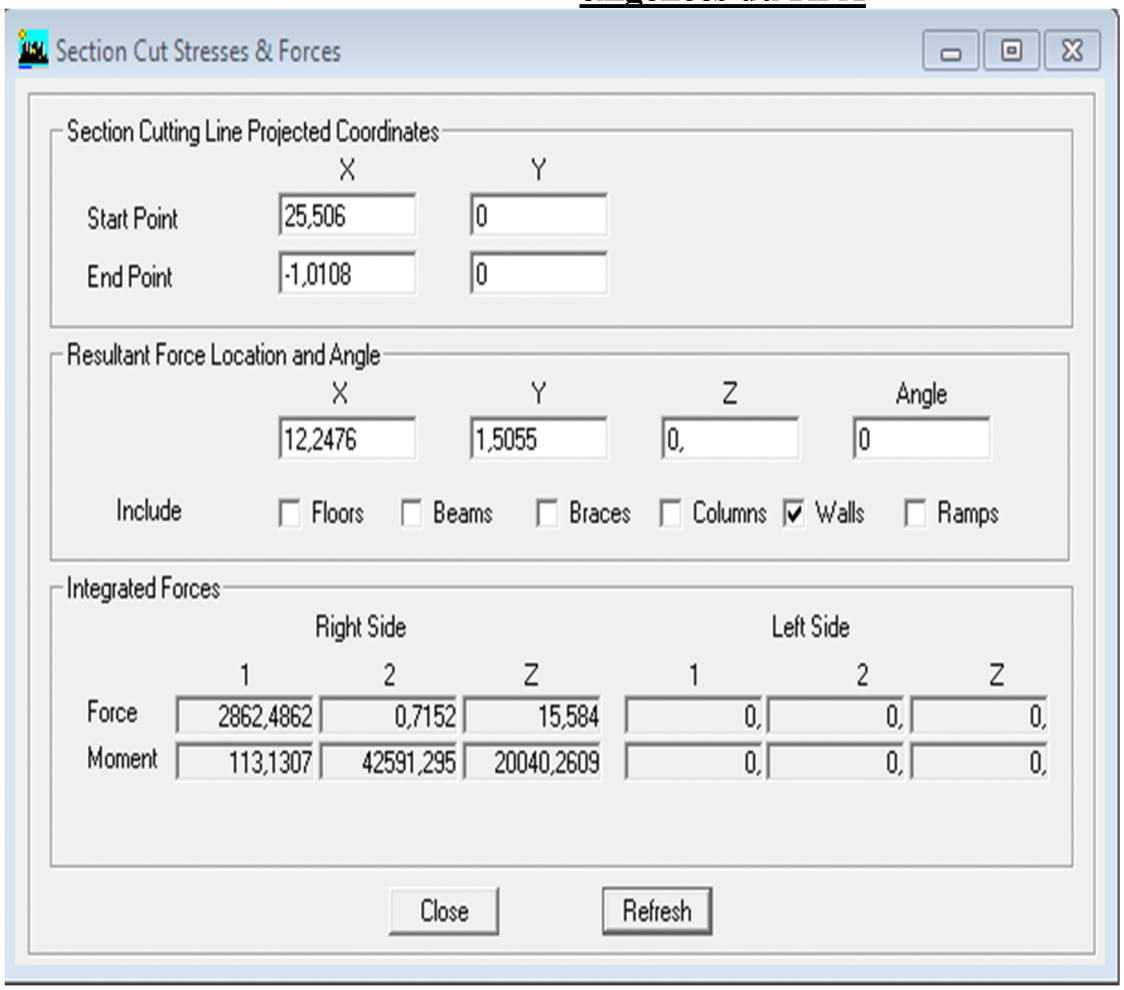
B. Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques :

- ***Charge horizontal:***

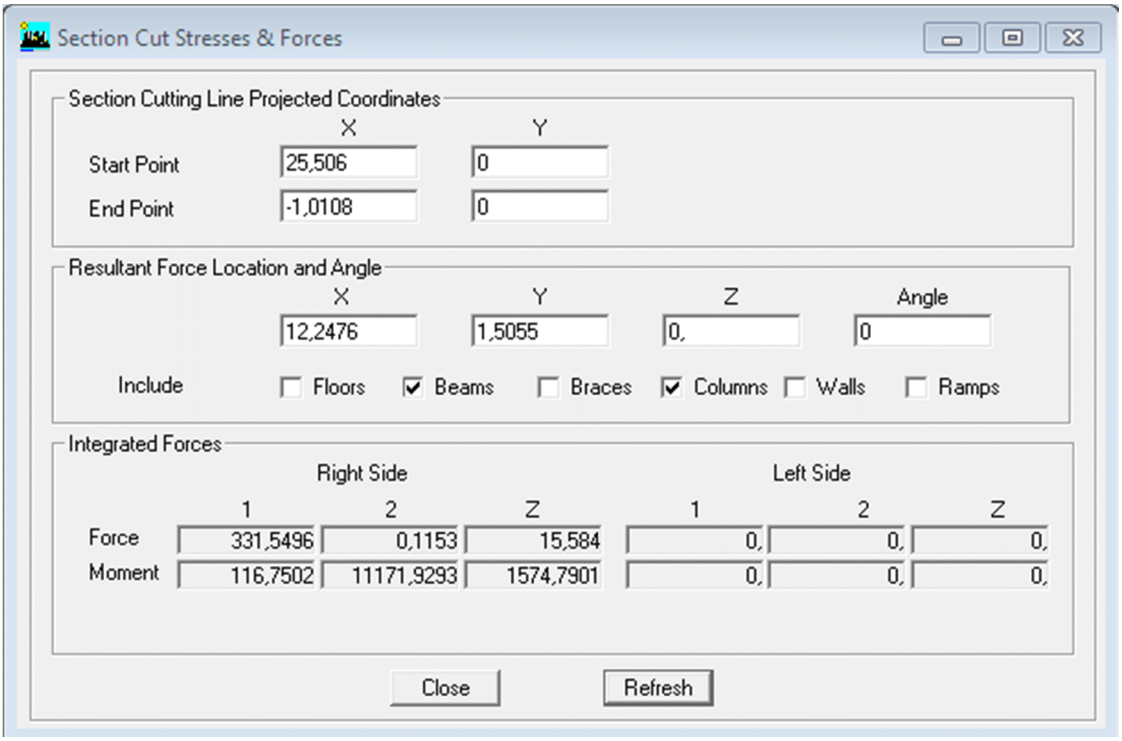
  Suivant X-X :



L'effort de la charge Ex repris par l'ensemble



. L'effort de la charge E_X repris par les voiles



. L'effort de la charge E_X repris par les portiques

Résultats :

Effort repris par l'ensemble : 3192.3845KN

Effort repris par les portiques : 331.5496KN

Effort repris par les voiles : 2862.4862KN

Conclusion 1 :

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 10.38%

Les voiles : 89.62%

- **Suivant Y-Y :**

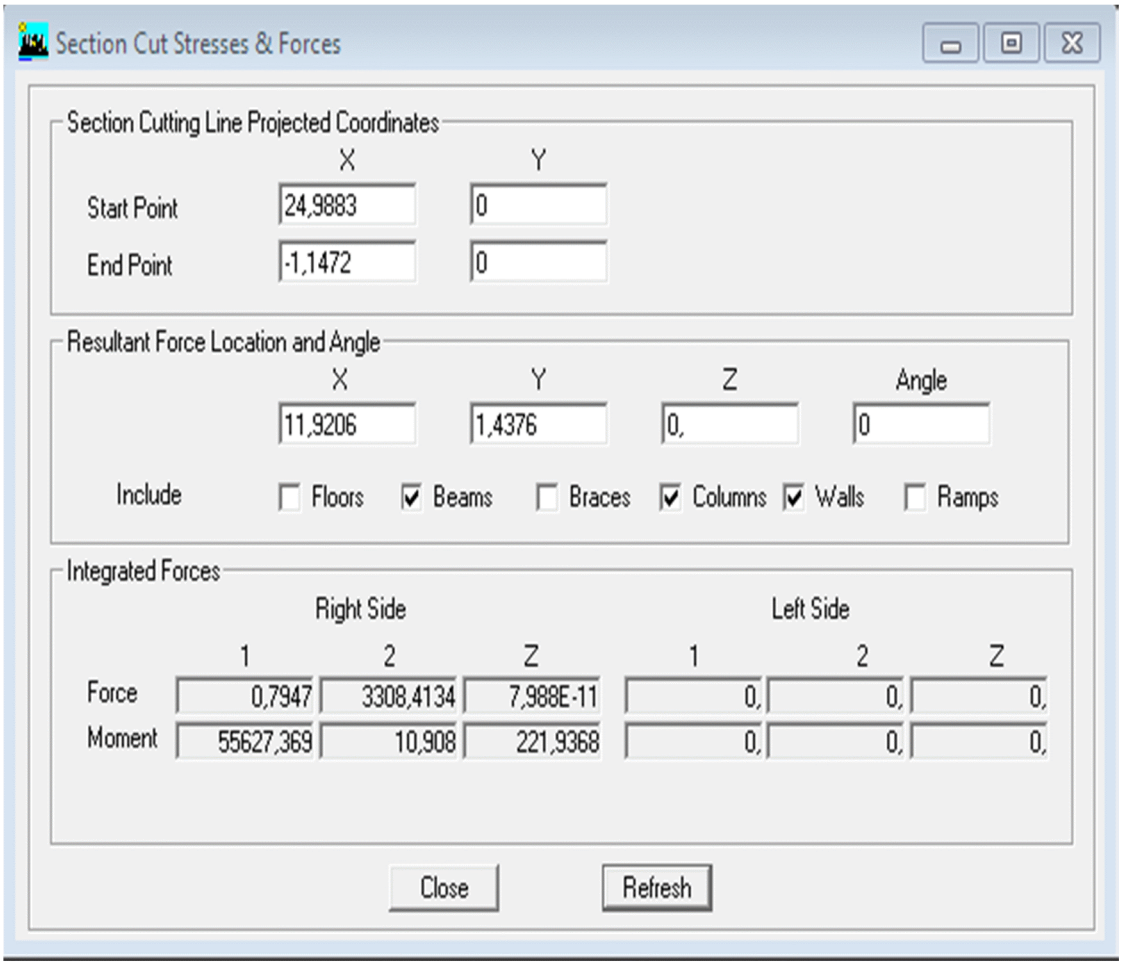
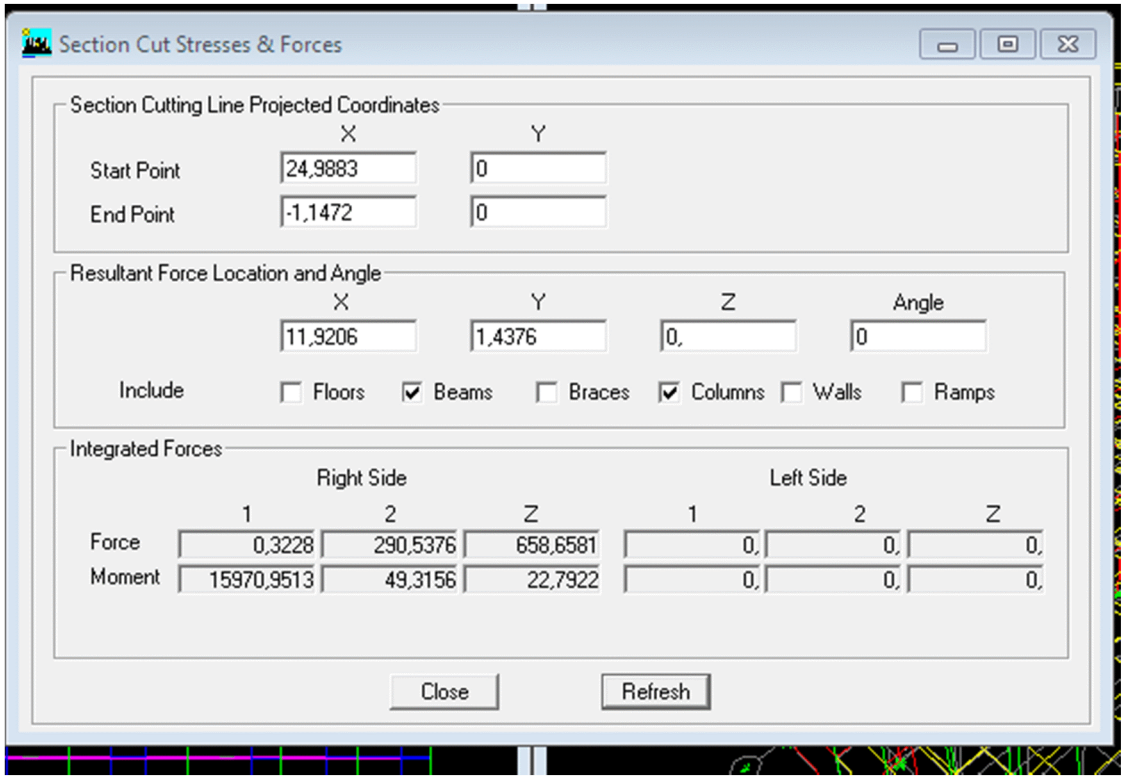
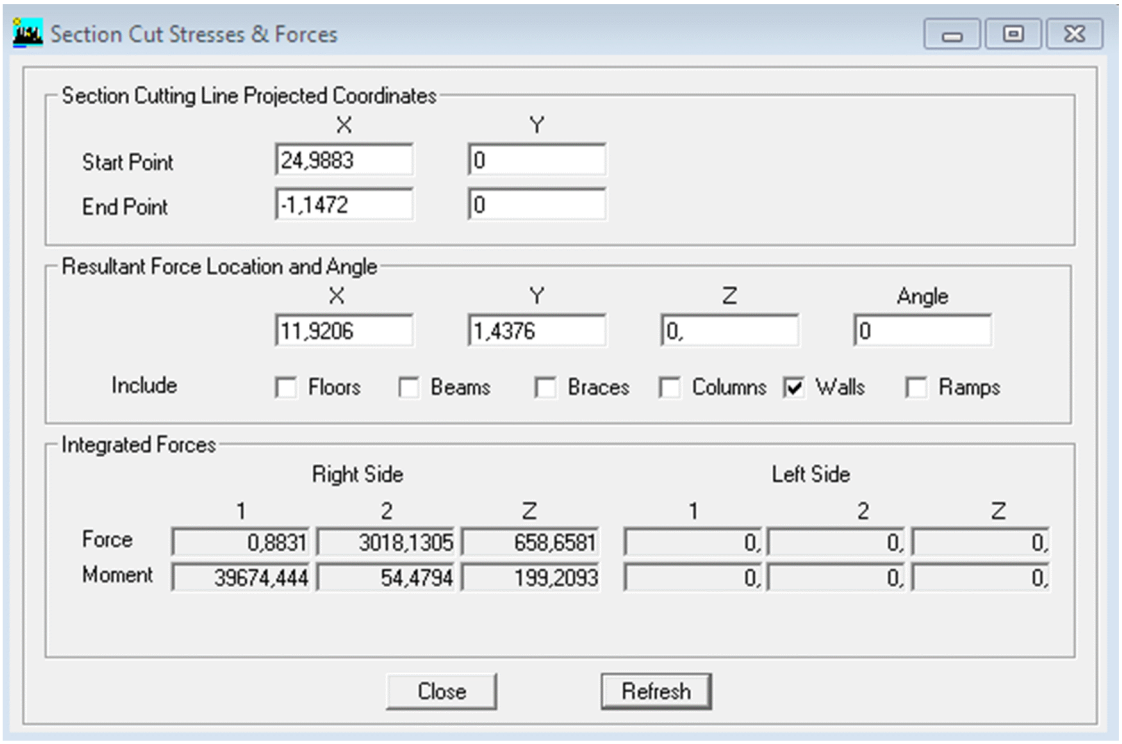


Fig. L'effort de la charge E_Y repris par l'ensemble



. **L'effort de la charge E_Y repris par les portiques**



L'effort de la charge Ey repris par les voiles

Résultats :

Effort repris par l'ensemble : 2460.78KN

Effort repris par les portiques:218.54KN

Effort repris par les voiles : 2242.43KN

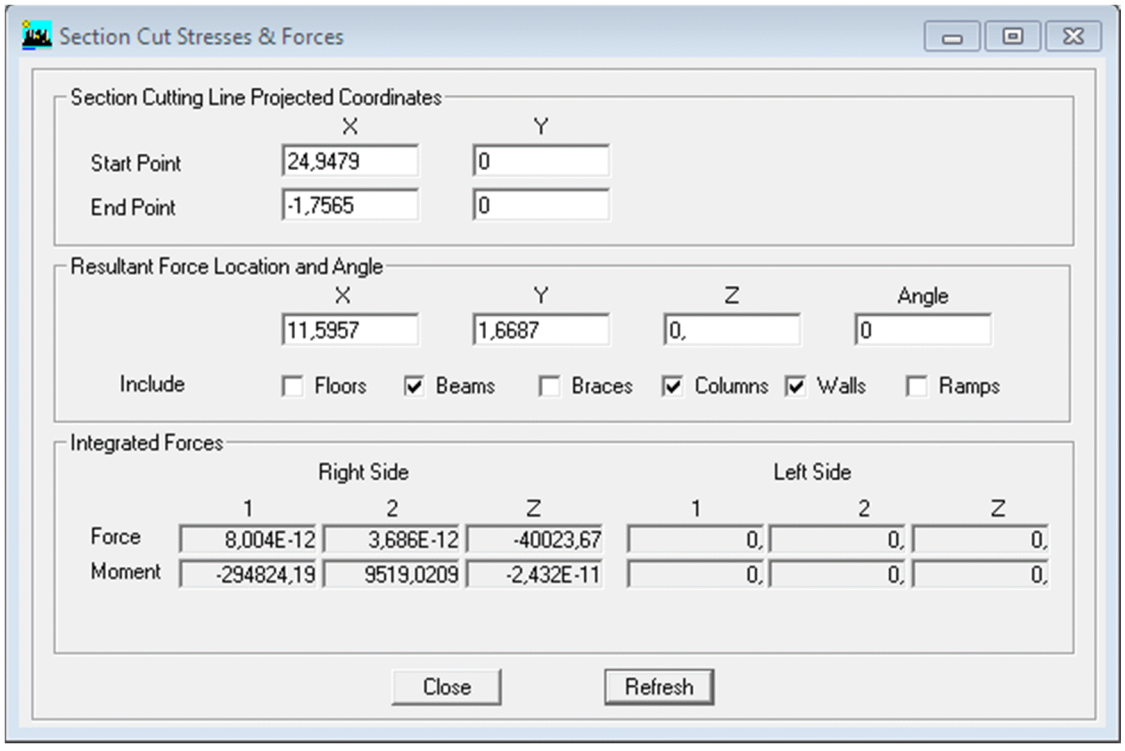
Conclusion 2:

Le pourcentage repris par :

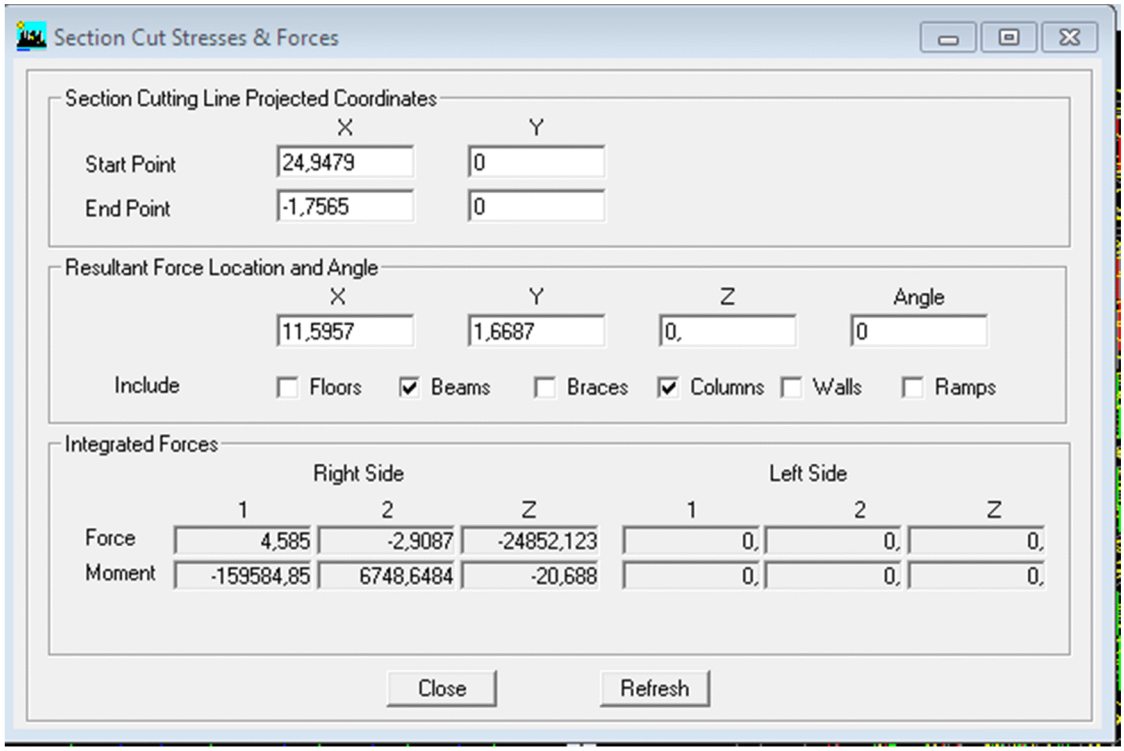
Les portiques : 8.88%

Les voiles : 91.12%

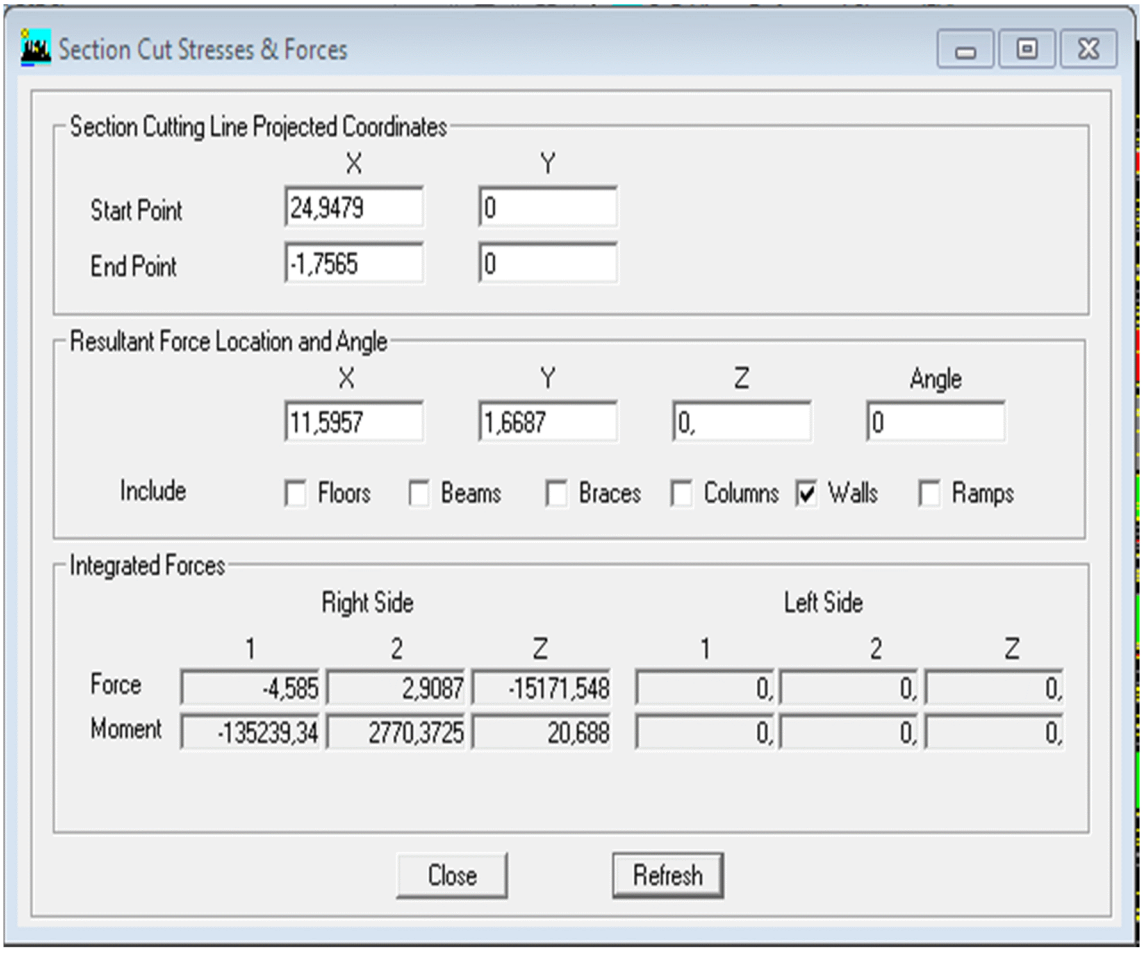
- **La charge verticale :**



. L'effort de la charge verticale repris par l'ensemble



. L'effort de la charge verticale repris par les portiques



. L'effort de la charge verticale repris par les voiles

Résultats :

Effort repris par l'ensemble : 40023.67KN

Effort repris par les portiques : 24852.123KN

Effort repris par les voiles : 15171.548KN

Conclusion 3 :

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 62.10%

Les voiles : 37.90%

Conclusion :

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre structure est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferraillage correct.

Introduction

Ce chapitre consiste à la détermination des sections d'armatures nécessaires dans chaque élément, sous les sollicitations les plus défavorables issues du chapitre précédent.
Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux à savoir les poutres soumises à la flexion simple, les poteaux soumis à la flexion composée.

6.1 Ferraillages des poutres :

Recommandations du RPA :

6.1.1 Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement et de **40Ø** en zone **IIa.**
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

Tableau : Pourcentage des armatures longitudinales

	Pourcentage maximum		pourcentage minimum
	zone courante	zone de recouvrement	
Poutres principales (35X40) cm²	56	84	7
Poutres secondaires (30X35) cm²	42	63	5.25

6.1.2 Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$A_t = 0.003 \times S_t \times b$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{max} = \min(\frac{h}{4}, 12\Phi)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ En zone de recouvrement.

avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

6.1.3 Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

6.1.4 Etapes de calcul de ferraillage :

a)Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

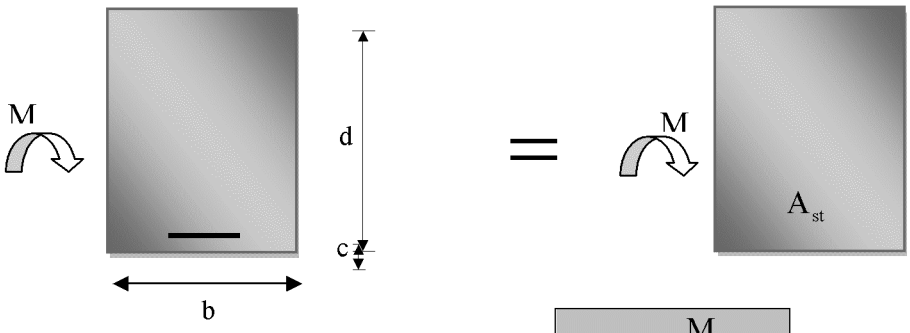
Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

- **1er cas :** $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée **(SSA)**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires → $\mathbf{A_{sc}=0.}$



$$A_{st}=\frac{M}{\beta\times d\times\sigma_s}$$

A_{sc} : section d'acier comprimée,

A_{st} : section d'acier tendu,

d : distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

➢ **<u>2éme cas</u> :** $\mu \geq \mu_l$ ⇒ Section doublement armée **(SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

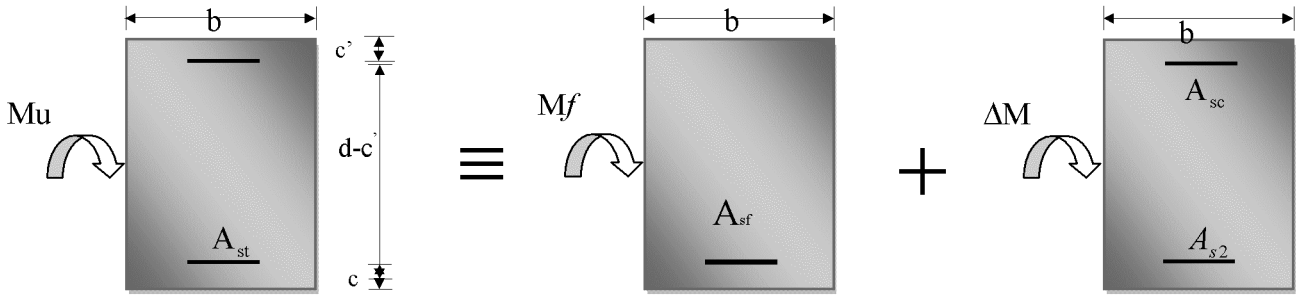
$Mu = M_f + \Delta M$

$M_f = \mu bd^2 f_{bu}$ et $\Delta M = Mu - M_f$

avec :

M_f : moment fictif pour une section simplement armée,

Mu: moment maximum à l'ELU dans la poutre.



$$A_{st}=A_{sf}+A_{s2}=\frac{M_f}{\beta_f\times d\times\sigma_s}+\frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_{sc}=\frac{\Delta M}{(d-c')\times\sigma_s}$$

- **Situation courante**

  ▪ Pour γ_b =1.5, γ_s=1,15 $\Rightarrow$ fb_u = 14.2 MPa ; $\overline{\sigma}_{st}$ =348 MPa

- **Situation accidentelle**

  ▪ Pour γ_b =1.15, γ_s=1,00 $\Rightarrow$ fb_u = 21.74 MPa ; $\overline{\sigma}_{st}$ =400 MPa

Ferraillage en travée des poutres principales :

NIV	Mu (KN. M)	μ	β	Obc	As (cm^2)	A_{min}(cm^2)	Ferraillage	A adop(cm^2)
1	65.64	0.096	0.949	SSA	5.37	7	**3HA16+3HA14**	10.65
2	65.38	0.096	0.949	SSA	5.35	7	**3HA16+3HA14**	10.65
3	51.77	0.076	0.960	SSA	4.19	7	**3HA16+3HA14**	10.65
4	52.58	0.077	0.959	SSA	4.25	7	**3HA16+3HA14**	10.65
5	53.26	0.078	0.959	SSA	4.31	7	**3HA16+3HA14**	10.65
6	54.24	0.079	0.958	SSA	4.39	7	**3HA16+3HA14**	10.65
7	54.38	0.079	0.958	SSA	4.40	7	**3HA16+3HA14**	10.65
8	48.29	0.070	0.964	SSA	3.89	7	**3HA16+3HA14**	10.65

Ferraillage en appuis des poutres principales :

NIV	Mu (KN. M)	μ	β	Obc	As (cm^2)	A_{min}(cm^2)	Ferraillage	A adop(cm^2)
1	90.56	0.133	0.935	SSA	7.52	6	**3HA16(fil)+3HA14(chap)**	10.65
2	90.80	0.133	0.935	SSA	7.54	6	**3HA16(fil)+3HA14(chap)**	10.65
3	71.026	0.104	0.935	SSA	5.89	6	**3HA16(fil)+3HA14(chp)**	10.65
4	84.98	0.124	0.939	SSA	7.028	6	**3HA16(fil)+3HA14(chp)**	10.65
5	94.36	0.138	0.939	SSA	7.80	6	**3HA16(fil)+3HA14(chp)**	10.65
6	103.36	0.151	0.927	SSA	8.65	6	**3HA16(fil)+3HA14(chp)**	10.65
7	113.68	0.167	0.927	SSA	9.52	6	**3HA16(fil)+3HA14(chp)**	10.65
8	101.78	0.149	0.927	SSA	8.52	6	**3HA16(fil)+3HA14chap)**	10.65

Ferraillage en travée des poutres secondaires :

NIV	Mu (KN. M)	μ	β	Obc	As (cm^2)	A_{min}(cm^2)	Ferraillage	A adop(cm^2)
1	3.76	0.0055	0.997	SSA	0.29	5.25	**3HA16**	6.03
2	7.76	0.011	0.994	SSA	0.60	5.25	**3HA16**	6.03
3	11.67	0.017	0.991	SSA	0.91	5.25	**3HA16**	6.03
4	15.72	0.023	0.988	SSA	1.23	5.25	**3HA16**	6.03
5	18.65	0.027	0.986	SSA	1.46	5.25	**3HA16**	6.03
6	21.32	0.031	0.984	SSA	1.68	5.25	**3HA16**	6.03
7	23.78	0.034	0.983	SSA	1.87	5.25	**3HA16**	6.03
8	15.71	0.023	0.988	SSA	1.23	5.25	**3HA16**	6.03

Ferraillage en appuis des poutres secondaires :

NIV	Mu (KN. M)	μ	β	Obc	As (cm^2)	A_{min}(cm^2)	Ferraillage	A adop(cm^2)
1	8.89	0.013	0.993	SSA	0.69	5.25	**3HA16fil)+3HA14(chap)**	10.65
2	14.22	0.020	0.990	SSA	1.11	5.25	**3HA16(fil)+3HA14(chap)**	10.65
3	24.53	0.036	0.982	SSA	1.94	5.25	**3HA16(fil)+3HA14(chap)**	10.65
4	25.18	0.037	0.981	SSA	1.99	5.25	**3HA16(fil)+3HA14(chap)**	10.65
5	25.47	0.037	0.981	SSA	2.01	5.25	**3HA16(fil)+3HA14(chap)**	10.65
6	28.55	0.041	0.979	SSA	2.26	5.25	**3HA16(fil)+3HA14(chap)**	10.65
7	30.51	0.044	0.978	SSA	2.42	5.25	**3HA16(fil)+3HA14(chap)**	10.65
8	27.35	0.040	0.980	SSA	2.16	5.25	**3HA16(fil)+3HA14(chap)**	10.65

6.2 Vérifications à l'ELU :

❖ 6.2.1 Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

Poutre principale (35x40) :

$$A_{min} = \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0{,}23x35x37x2{,}1}{400} = 1.56cm^2$$

Poutre secondaire (30x35) :

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x30x32x2,1}{400} = 1.15cm^2$$

$A_S > A_{min}$ condition vérifiée

6.2.2 Section des armatures transversales minimales:

- La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$A_t = 0.003 \times S_t \times b$ (**article 7.5.2.2 RPA99 version 2003**)

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{max} = \min(\frac{h}{4}, 12\Phi)$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

avec :

φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau: armatures transversales minimales

	Poutres principales		poutres secondaires	
	Zone de recouvrement	Zone nodale	Zone de recouvrement	Zone nodale
Espacement maximal St	20	10	17.5	8.75
La largeur b	35	35	30	30
$A_t(cm^2)$	2.1	1.05	1.57	0.78
As adoptée	Cadre + étrier (T8)	Cadre + étrier (T8)	Cadre + étrier (T8)	Cadre + étrier (T8)

6.2.3. Influence de l'effort tranchant aux appuis (article .A-5.1.3.2.1 /BAEL91) :

Influence sur le béton :

$$\frac{2\,v_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\overline{V_u} = 0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutre principales : Vu= 148.84 $\leq V_u = 0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ = 777KN→ condition vérifiée,

Poutre secondaires : Vu= 21.34 $\leq V_u = 0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ =666KN→ condition vérifiée,

6.2.4Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \qquad \mathbf{V_u^{max}} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

Poutres principales : $\tau_u = \frac{148.84 \times 10^3}{350 \times 370} = 1.149 MPa$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{21.34 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.22$ MPa

Etat limite ultime du béton de l'âme **(BAEL91.art A.5.1.21)**

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33\,\text{MPa}.$$

Poutres principales $\tau_u = 1.149$MPa< 3.33 MPa …… condition vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 0.22$MPa< 3.33 MPa …….... condition vérifiée.

6.2.5. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91A.6.1. 3) :

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3{,}15 MPa$ $\Psi = 1.5$ Pour les H.A

avec : $\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i}$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales :

$\sum U_i = 1884 cm$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{148.84 \times 10^{3}}{0.9 \times 370 \times 188.4} = 2.37MPa < \bar{\tau}_{se}$$ **Condition vérifiée**

Poutres secondaires :

$$\sum U_i = 15.07cm$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{21.34 \times 10^{3}}{0.9 \times 320 \times 150.7} = 0.49MPa < \bar{\tau}_{se}$$ **Condition vérifiée**

6.2.6.Calcul de la longueur de scellement droit des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4x\tau_{su}}$$ avec $\tau_{su} = 0.6x\psi_s^2 x f_{t28} = 0.6x\ (1.5)^2 x2.1=2.835$

pour les Φ12 : l_s=42.33 cm, pour les Φ14 : l_s=49.38 cm, pour les Φ16 : l_s=56.44 cm.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 l_s » pour barre à haute adhérence.

Pour les Φ12 : l_s=16.93 cm, Pour les Φ14 : l_s=19.75 cm,

Pour les Φ16 : l_s=22.58 cm.

- **Calcul des armatures transversales**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

-poutres principales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min\ (1.14\ ;\ 1.6\ ;\ 3.5)$$

Soit $\Phi_t = 10mm$

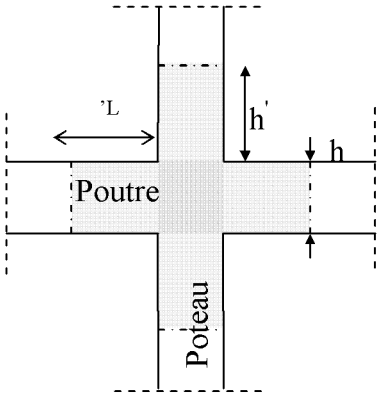
On choisira 1 cadre + 1 étrier soit : **A_t= 4HA8 = 2.01 cm².**

-poutres secondaires :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min\ (1\ ;\ 1.6\ ;\ 3)$$

Soit $\Phi_t = 8mm$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit : **A_t= 4HA8 = 2.01 cm².**



« Délimitation de la zone nodale »

- **Calcul des espacements :**

Zone nodale (appuis) : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30cm\right)$

- Poutres principales de (35×40): $S_t = 10cm$

- Poutres secondaires de (30x35): $S_t = 8.75cm$

$S_{t=10cm}$

Zone courante (travées): $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutres principales de (35×40): $S_t = 20cm$

-Poutres secondaires de (30×35): $S_t = 17.5cm$

$S_{t=20cm}$

Délimitation de la zone nodale

L'=2 × h

- poutres principales de (35×40) : L'=2 × 40=80 cm

- poutres secondaires de (30×35) : L'=2 × 35=70 cm

6.3 Vérification à l'ELS :

L états limite de service est défini compte tenu de l'exploitation et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui lui sont relatives sont :

- l'état limite d'ouverture des fissures,
- l'état limita de résistance du béton à la compression,
- l'état limite de déformation.

6.3.1. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

6.3.2. Etat limite de compression du béton

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

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

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100\times A_{st}}{b_0 d}$.

Les résultats des vérifications à

l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres principales

NIV	Ms (kNm)	As (cm²)	ρ	B1	K1	σst (MPa)	σst (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
1	64.78	10.65	0.822	0.870	23.61	188.96	348	7.93	15	Vérifiée
2	64.96	10.65	0.822	0.870	23.61	189.48	348	7.95	15	Vérifiée
3	51.74	10.65	0.822	0.870	23.61	150.92	348	6.33	15	Vérifiée
4	61.89	10.65	0.822	0.870	23.61	180.53	348	7.58	15	Vérifiée
5	68.76	10.65	0.822	0.870	23.61	200.56	348	8.42	15	Vérifiée
6	75.37	10.65	0.822	0.870	23.61	219.85	348	9.23	15	Vérifiée
7	82.95	10.65	0.822	0.870	23.61	241.96	348	10.16	15	Vérifiée
8	74.31	10.65	0.822	0.870	23.61	216.75	348	9.10	15	Vérifiée

Tableau: Vérification de l'état limite de compression du béton sur travée des poutres principales

NIV	Ms (kNm)	As (cm²)	ρ	B1	K1	σst (MPa)	σst (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
1	46.96	9.42	0.727	0.876	25.48	153.80	348	5.99	15	Vérifiée
2	46.76	9.42	0.727	0.876	25.48	153.15	348	5.97	15	Vérifiée
3	37.72	9.42	0.727	0.876	25.48	123.54	348	4.81	15	Vérifiée
4	38.31	9.42	0.727	0.876	25.48	125.47	348	4.89	15	Vérifiée
5	38.81	9.42	0.727	0.876	25.48	127.11	348	4.95	15	Vérifiée
6	39.52	9.42	0.727	0.876	25.48	129.43	348	5.047	15	Vérifiée
7	39.62	9.42	0.727	0.876	25.48	129.76	348	5.06	15	Vérifiée
8	35.37	9.42	0.727	0.876	25.48	115.84	348	4.51	15	Vérifiée

Tableau : Vérification de l'état limite de compression du béton sur travée des poutres secondaires

NIV	Ms (KNm)	As (cm²)	ρ	β	K1	σst (MPa)	σst (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
1	2.74	6.03	0.628	0.883	27.91	16.08	348	0.56	15	Vérifiée
2	5.58	6.03	0.628	0.883	27.91	32.74	348	1.145	15	Vérifiée
3	8.43	6.03	0.628	0.883	27.91	49.47	348	1.73	15	Vérifiée
4	11.37	6.03	0.628	0.883	27.91	66.73	348	2.33	15	Vérifiée
5	13.51	6.03	0.628	0.883	27.91	79.29	348	2.77	15	Vérifiée
6	15.46	6.03	0.628	0.833	27.91	90.73	348	3.17	15	Vérifiée
7	17.25	6.03	0.628	0.833	27.91	101.24	348	3.54	15	Vérifiée
8	11.4	6.03	0.628	0.833	27.91	66.90	348	2.34	15	Vérifiée

Tableau : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres secondaires

NIV	Ms (KNm)	As (cm²)	ρ	B1	K1	σst (MPa)	σst (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
1	6.49	8.01	0.834	0.869	23.31	29.13	348	1.22	15	Vérifiée
2	10.36	8.01	0.834	0.869	23.31	46.51	348	1.95	15	Vérifiée
3	17.49	8.01	0.834	0.869	23.31	78.52	348	3.29	15	Vérifiée
4	17.95	8.01	0.834	0.869	23.31	80.58	348	3.38	15	Vérifiée
5	18.57	8.01	0.834	0.869	23.31	83.36	348	3.50	15	Vérifiée
6	20.82	8.01	0.834	0.869	23.31	93.47	348	3.92	15	Vérifiée
7	22.24	8.01	0.834	0.869	23.31	99.84	348	4.19	15	Vérifiée
8	19.96	8.01	0.834	0.869	23.31	89.61	348	3.76	15	Vérifiée

6.3.3. Vérification des déformations à l' ELS :

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

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

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

-Sens longitudinal : la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0.94cm$

-Sens transversal : la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{455}{500} = 0.91cm$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s \times L^2}{10.E_v.I_{fv}} \leq \bar{f}$

$E_v = 3700.\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700.\sqrt[3]{25} = 10818.866 MPa$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée :

$$I_{fv} = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

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

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures). $\rho = \frac{A}{b_0.d}$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0.02.f_{t28}}{5.\rho}$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1.75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}; 0\right\}$$

La contrainte dans les aciers tondus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$$

Aire de la section homogénéisée :

$B_0 = B + n\,A = b \times h + 15A_t$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + 15A_t.d$$

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

$V_2 = h - V_1$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A(V_2 - c)^2$$

Exemple :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{10.65}{35 \times 37} = 0.0072$$

Les résultats de vérification de la flèche pour les poutres principales et les poutres secondaires sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau: Vérification de la flèche en travées des poutres principales

NIV	Mts (kn/m)	L (cm)	Ev (MPa)	h (cm)	As (cm^2)	σst (Mpa)	λ	μ	I_0 (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f (cm)	f_{adm} (cm)	Obs
1	46.96	470	10818.866	40	9.42	136.92	1.166	0.391	40835.70	21540.48	0.44	0.94	vérifiée
2	46.76	470	10818.866	40	9.42	136.34	1.166	0.390	40835.70	30877.86	0.309	0.94	vérifiée
3	37.72	470	10818.866	40	9.42	109.98	1.166	0.302	40835.70	33221.06	0.231	0.94	vérifiée
4	38.31	470	10818.866	40	9.42	111.70	1.166	0.308	40835.70	33050.06	0.236	0.94	vérifiée
5	38.81	470	10818.866	40	9.42	113.16	1.166	0.314	40835.70	32880.81	0.240	0.94	vérifiée
6	39.52	470	10818.866	40	9.42	115.23	1.166	0.321	40835.70	32685.53	0.246	0.94	vérifiée
7	39.62	470	10818.866	40	9.42	115.52	1.166	0.322	40835.70	32657.82	0.247	0.94	vérifiée
8	35.37	470	10818.866	40	9.42	103.13	1.166	0.275	40835.70	34013	0.212	0.94	vérifiée

Tableau: Vérification de la flèche en travées des poutres secondaires

NIV	Mts (kn/m)	L (cm)	Ev(MPa)	h (cm)	As (cm^2)	σ_{st} (MPa)	λ	μ	I_0 (cm^4)	I_{fv}(cm^4)	f (cm)	f_{adm} (cm)	Obs
1	2.74	455	10818.866	35	6.03	14.41	1.35	0	126204.61	59074.49	0.088	0.91	vérifiée
2	5.58	455	10818.866	35	6.03	29.35	1.35	0	126204.61	59074.49	0.18	0.91	vérifiée
3	8.43	455	10818.866	35	6.03	44.35	1.35	0	126204.61	59074.49	0.27	0.91	vérifiée
4	11.37	455	10818.866	35	6.03	59.82	1.35	0	126204.61	59074.49	0.36	0.91	vérifiée
5	13.51	455	10818.866	35	6.03	71.080	1.35	0.048	126204.61	57892.022	0.44	0.91	vérifiée
6	15.46	455	10818.866	35	6.03	81.34	1.35	0.107	126204.61	56965.56	0.51	0.91	vérifiée
7	17.25	455	10818.866	35	6.03	90.75	1.35	0.155	126204.61	55419.19	0.59	0.91	vérifiée
8	11.4	455	10818.866	35	6.03	59.97	1.35	0	126204.61	59074.49	0.36	0.91	vérifiée

. Introduction

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.
- Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	f_{c28} *(MPa)*	f_{bu} *(MPa)*	F_e *(MPa)*	σ_s *(MPa)*
Situation durable	1,5	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,48	400	400

Tableau : Caractéristiques mécanique des matériaux

6.3.4. Recommandations de l'RPA :

❖ ***Armatures longitudinales*** **(Art 7.4.2.1) :**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence (HA), droites et sans crochets et avoir un diamètre minimal est supérieur ou égal à 12 mm.

a) La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II).
b) La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
c) Le pourcentage minimal est 0,8 % (b × h)
d) Le pourcentage maximum est :
   4 % (zone courante) ; 6 % (zone de recouvrement) ;
e) Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ **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.

- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

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.

Avec : $\lambda_g = \frac{I_f}{a}$ Où $\lambda_g = \frac{I_f}{b}$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

- ✓ **Dans la zone nodale :** St ≤ 10 cm.
- ✓ **Dans la zone courante :** S t ≤ Min ($b_1/2$, $h_1/2$, 10 $\varnothing_1$)

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0{,}3\ \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{min} = 0{,}8\ \%$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\left(\Phi \text{cheminées} \geq 12cm\right)$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de $10\Phi_{min.}$

❖ **Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :**

	Pourcentage minimal	**Pourcentage maximal**	
Sections des poteaux	Amin = 0,8%x b x h (cm²)	Zone courante A_{max} = 0,04 x b x h	Zone de recouvrement A_{max}= 0,06 x b x h
(45 × 45)	16.2	81	121.5
(40 × 40)	12.8	64	96
(35 × 35)	9.8	49	73.5

***Tableau :* sections minimale et maximale dans les poteaux**

6.3.5Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

❖ **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad ; \quad N_u\left(d - c'\right) - M_f \leq \left(0{,}337h - 0{,}81c\right)bh^2 f_{bu}$$

Avec :

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

M_f : Moment fictif.

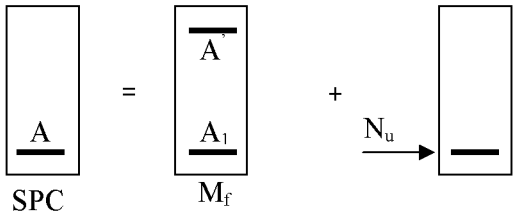


Fig VI.1.1 section d'un **poteau à SPC**

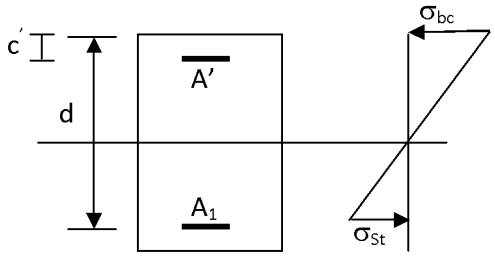
- ✓ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Si : $\mu \le \mu_1 = 0{,}392$ ……la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{tableau} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$



section d'un **poteau**

La section réelle d'armature est : $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $\mu \ge \mu_1 = 0{,}392$ ……la section est doublement armée.

et on calcul :…… $M_r = \mu_1 bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r\, d\sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A_s^{'} = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \le \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u\,(d-c') - M_f > \left(0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

b.1) Si : $\left(0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu} < N_u\,(d-c') - M_f < \left(0{,}5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \dfrac{N - 100\Psi bhf_{bu}}{100\sigma_s}$; $A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0{,}3571 + \dfrac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0{,}8571 - \dfrac{c'}{h}}$$

b.2) Si $N_u\,(d-c') - M_f \geq \left(0{,}5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2\, f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \dfrac{M_f - (d - 0{,}5h)bhf_{bu}}{(d-c')\sigma_s}$; $A_2 = \dfrac{N - bhf_{bu}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque :

Si : $e_u = \dfrac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité nulle ⇨ compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \dfrac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Note :

Le ferraillage des poteaux sera fait par zone, car il possible de d'adopter le même ferraillage pour certain niveaux :

Zone I : du **1**er niveau au **3**éme. ⇨ Section (45 × 45).

Zone II : du **4**éme niveau au **5**éme. ⇨ Section (40 × 40).

Zone III : du **6**éme niveau au **8** éme. .⇨ Section (35× 35).

Introduction

Les voiles seront calculés en flexion composés sous un effort résultant des combinaisons des efforts dus aux charges horizontales (séisme).

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre bâtiment en trois zones :

Zone I : s/sol, 1er, 2^{éme} étages.

Zone II : 3^{éme} 4^{éme} étages.

Zone III : 5^{éme}, 6^{éme}, 7^{éme} étages.

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques et on adoptera pour le ferraillage de chaque groupe celui du voile le plus sollicité.

Sens longitudinales

- Groupe I : VL1, VL2, VL5, VL6, VL9, VL10, VL12, VL13, VL14, VL15 .
- Groupe II : VL3, VL4, VL8, VL11

Sens transversales

- Groupe I : VT1, VT4

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande de largeur « d».

6.7Expose de la méthode

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes pour des bandes verticales de largeur **« d »** :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2lc/3)$$

lc : longueur de la zone comprimé.

$\mathbf{H_e}$: hauteur libre de l'étage.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

-Section entièrement comprimé (**SEC**),

-Section partiellement comprimé (**SPC**),

-Section entièrement tendue (**SET**).

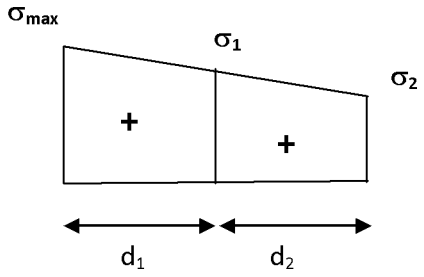
Remarque

Il est nécessaire d'adopter un ferraillages symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismiques.

a)-Ferraillage de section entièrement comprimé

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile

Section entièrement comprimée

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

B : section du tronçon considéré,

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

- **Situation accidentelle :** $\sigma_s = 400$ MPa; $f_{bc} = 21.48$ MPa,
- **Situation courante** : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ MPa.

Armatures minimales:

$A_{min} \geq 4\ cm^2/ml$ **(Art A.8.1, 21BAEL91),**

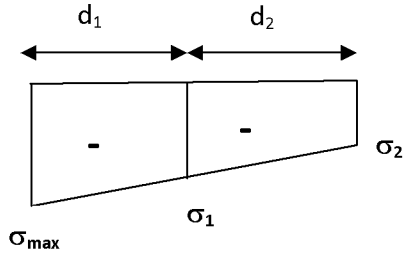
$0.2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$ **(Art A.8.1, 21BAEL91).**

b)-Ferraillage de section entièrement tendue :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile



Section entièrement comprimée

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Armatures verticales minimales**

$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité **BAEL art A4.2.1**)

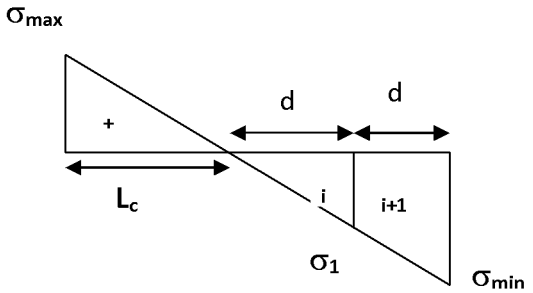
$A_{min} \geq 0.002\,B$ (Section min du **RPA art 7.7.4.1**)

B : section du tronçon tendu considéré.

c)-Ferraillage section partiellement comprimé

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} . d \cdot e$$



Partiellement comprimée

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

avec :

$L_t = L - L_C$

$L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{min}} \text{ x } L$

- **Armatures verticales minimales**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{fe}, 0.005\,B\right)$$

- **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales doivent êtres munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3)**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\%B$
- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\%B$

❖ **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4.3 du RPA 2003).**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est ≥ 4HA10 ligaturé avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Dispositions constructives

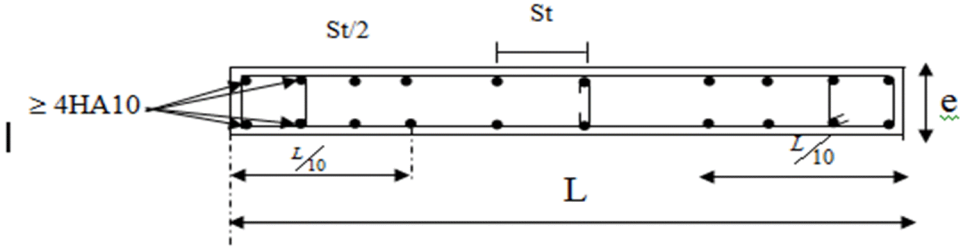
➢ **Espacement**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1{,}5e, 30cm\}$ ..... **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 15cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➢ **Longueur de recouvrement**

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➢ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{max} = \frac{e}{10} = 25mm$$

6.8 Vérification à L'ELS :

6.8.1 Vérification des contraintes de cisaillement (Art 7.7.2 RPA)

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5MPa$.

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 \cdot d}$$

avec : $\overline{V} = 1.4\, V_{u,calcul}$

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

➢ **Art 5.1.1 BAEL 91 :** Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$ fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 3.26MPa$.

6.8.2 Vérification de la contrainte de compression

il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à **15 MPa**.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = 0.6 x f_{c28}$$

Ns= Effort normal de service (maximal),

B : section du béton,

A =A_v : Armatures vertical.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau: Ferraillages des voiles de : 1m

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1	1	1
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,2	0,2	0,2
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		3288,6	866,95	1952,97
	σ_{min} [KN/m²]		-7101,61	-4434,51	-3521,55
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		57,32	63,71	103,69
	L_t(m)		0,68	0,84	0,64
	L_c(m)		0,32	0,16	0,36
	d (m)		0,342	0,418	0,322
	σ_1 [KN/m²]		3550,805	2217,255	1760,775
	N (kN)	N_1	364,04	278,20	169,90
		N_2	121,347	92,733	56,632
	A_v (cm^2)	A_{V1}	**9,10**	**6,95**	**4,25**
		A_{V2}	**3,03**	**2,32**	**1,42**
	A_{vj} (cm^2)		2,21	2,45	3,99
	A (cm^2)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**9,65**	**7,57**	**5,25**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**3,03**	**2,93**	**2,41**
	A_{min} (cm^2)		3,59	4,39	3,38
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	Bonde1	**12.32**	**12.32**	**12.32**
		Bonde 2	**12.32**	**12.32**	**12.32**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*4HA14**	**2*4HA14**	**2*4HA12**
		Bonde 2	**2*4HA14**	**2*4HA14**	**2*4HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	08cm	08cm	08cm
		Bonde 2	08cm	08cm	08cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2,05	2,51	1,93
	A_H /nappe (cm^2)		2,83	2,26	1,70
	Choix des barres/nappe (cm^2)		**6HA10**	**6HA10**	**5HA10**
	ep =20cm		**(A=4,68cm^2)**	**(A=4,68cm^2)**	**(A=3,9cm^2)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m^2**		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,318	0,354	0,576
		τ_b(MPa)	0,446	0,496	0,806
	ELS	N_s (kN)	1897,36	1017,58	617,68
		σ_b(MPa)	**8,4E+00**	**4,5E+00**	**2,8E+00**

Tableau : Ferraillages des voiles de 2.6 m

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,6	2,6	2,6
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,52	0,52	0,52
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		3235,89	1279,66	937,88
	σ_{min} [KN/m²]		-6609,88	-3351,87	-2039,6
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		120,72ç	135,46	201,76
	L_t(m)		1,75	1,88	1,78
	L_c(m)		0,85	0,72	0,82
	d (m)		0,873	0,941	0,891
	σ_1 [KN/m²]		3304,940	1675,935	1019,800
	N (kN)	N_1	865,31	473,03	272,44
		N_2	288,437	157,675	90,814
	A_v (cm^2)	A_{V1}	**21,63**	**11,83**	**6,81**
		A_{V2}	**7,21**	**3,94**	**2,27**
	A_{vj} (cm^2)		4,65	5,22	7,77
	A (cm^2)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**22,79**	**13,13**	**8,75**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**7,21**	**5,25**	**4,21**
	A_{min} (cm^2)		9,16	9,88	9,35
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	Bonde1	**30.8**	**24.86**	**17.16**
		Bonde 2	**30.8**	**24.86**	**17.16**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*10HA14**	**2*11HA12**	**2*10HA10**
		Bonde 2	**2*10HA14**	**2*11HA12**	**2*110HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	08cm	08cm	08cm
		Bonde 2	08cm	08cm	08cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		5,24	5,64	5,34
	A_H /nappe (cm^2)		6,16	4,62	3,85
	Choix des barres/nappe (cm^2)		**6HA12**	**6HA12**	**6HA12**
	ep =20cm		**(A=6,78cm^2)**	**(A=6,78cm^2)**	**(A=6.78cm^2)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m^2**		
	Contrainte	τ_u(MPa)	0,258	0,289	0,431
		τ_b(MPa)	0,361	0,405	0,604
	ELS	N_s (kN)	1627,98	988,87	598,5
		σ_b(MPa)	**2,8E+00**	**1,7E+00**	**1,1E+00**

Tableau : Ferraillages des voiles de 4.15 m

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4,15	4,15	4,15
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,83	0,83	0,83
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2717,88	802,9	1507,75
	σ_{min} [KN/m²]		-7101,61	-3592,14	-2867,37
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		57,32	45,99	61,39
	L_t(m)		3,00	3,39	2,72
	L_c(m)		1,15	0,76	1,43
	d (m)		1,501	1,696	1,360
	σ_1 [KN/m²]		3550,805	1796,070	1433,685
	N (kN)	N_1	1598,58	913,80	584,91
		N_2	532,860	304,601	194,969
	A_v (cm^2)	A_{V1}	**39,96**	**22,85**	**14,62**
		A_{V2}	**13,32**	**7,62**	**4,87**
	A_{vj} (cm^2)		2,21	1,77	2,36
	A (cm^2)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**40,52**	**23,29**	**15,21**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**13,32**	**8,06**	**5,47**
	A_{min} (cm^2)		15,76	17,81	14,28
	A_v adopté (cm^2)	Bonde1	**52.36**	**31.2**	**24.96**
		Bonde 2	**52.36**	**31.2**	**24.96**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*17HA14**	**2*20HA10**	**2*16HA10**
		Bonde 2	**2*17HA14**	**2*20HA10**	**2*16HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	08 cm	08cm	08 cm
		Bonde 2	08cm	08cm	08cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		9,00	10,18	8,16
	A_H /nappe (cm^2)		10,78	6,93	4,62
	Choix des barres/nappe (cm^2)		**10HA12**	**10HA12**	**9HA12**
	ep =20cm		**(A=11,3cm^2)**	**(A=11,3cm^2)**	**(A=10,17cm^2)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m^2**		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,077	0,062	0,082
		τ_b(MPa)	0,107	0,086	0,115
	ELS	N_s (kN)	2523,38	1577,54	932,03
		σ_b(MPa)	**2,7E+00**	**1,8E+00**	**1,1E+00**

- Introduction :

Afin de stabiliser le talus derrière notre structure et pour faire face au remblai retenu (poussées des terres) ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieur à 6m.

7- pré dimensionnement du mur de soutènement :

Le RPA (Article10.1.2) prévoit une épaisseur minimale de 15cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

7.1. 1. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

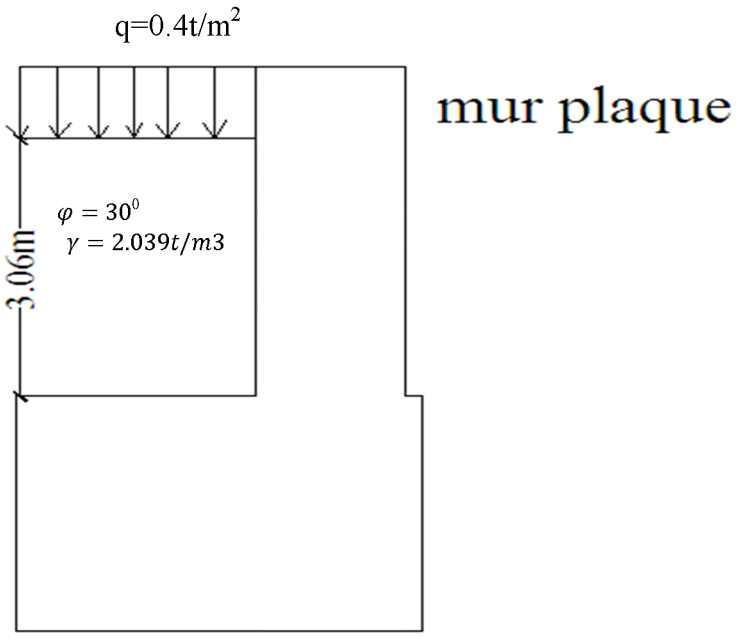
σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$Ka=tg^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\rho}{2}\right)$$

Ka=0.333

Avec :k_a: coefficient des poussées des terres au repos.



7.1.2 Caractéristiques du sol :

Surcharges éventuelles q = 0,4 t / m^2
Poids volumique des terres γ = 2.039 t / m^3
Angle de frottement interne φ = 30°

7.1.3. Calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \left(1{,}35 \times \gamma \times h + 1{,}5 \times q\right)$$

$$h = 0\ m \rightarrow \sigma_{H1} = 0{,}333 \times 1{,}5 \times 0{,}4 = 0{,}20 t/m^2$$

$$h = 3.06 m \rightarrow \sigma_{H2} = 0{,}333 \times \left(1{,}35 \times 2.039 \times 3.06 + 1{,}5 \times 0.4\right) = 3.00\ t/m^2$$

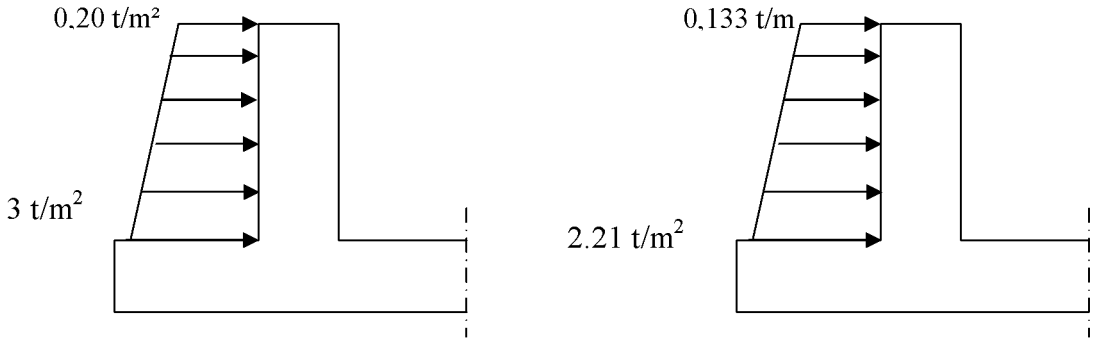
ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \left(q + \gamma \times h\right)$$

$$h = 0\ m \rightarrow \sigma_{H1} = 0{,}333 \times 0{,}4 = 0{,}133 t/m^2$$

$$h = 3.06 m \rightarrow \sigma_{H2} = 0{,}333 \left(0{,}4 + 2.039 \times 3.06\right) = 2.21 t/m^2$$

7.1.4 Diagrammes des contraintes :



ELU **ELS**

7.1.5.Charge moyenne :

$$\text{ELU} : q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\ m = \frac{3 \times 3 + 0{,}20}{4} = 2.3 t/ml$$

$$\text{ELS} : q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\ m = \frac{3 \times 2.21 + 0{,}133}{4} = 1.70 t/ml$$

7.2 Ferraillage de mur plaque:

7.2.1. Méthode de calcul :

Le mur de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur quatre cotés (au niveau des nervures, des poteaux ainsi qu'au niveau du plancher du S-SOL).

7.2.2. 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 des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
  0,3 → appui de rive
  0,5 → autre appui

7.2.3 Identification des panneaux :

$l_X = 3.06\ m$

$l_Y = 4.15\ m$

$\rho = \frac{l_X}{l_Y} = \frac{3.06}{4.15} = 0.74 > 0,4 \Rightarrow$ *le panneau travaille dans les deux sens*

7.2.4Calcul des moments isostatiques :

- **ELU :**

$$\rho = 0,74 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0,0634 \\ \mu_Y = 0,494 \end{cases}$$

$M_{0X} = \mu_X\, q l_X^2 = 0,0634 \times 2.3 \times 3.06^2 = 1.365\ t.m$

$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0,494 \times 1.365 = 0.67 t.m$

❖ **Correction des moments :**

➢ **<u>sens XX :</u>**

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,85.

Aux appuis : $M_a = -0,5 M_{0X} = -0,5 \times 1.365 = -0.682 t\,m$

En travée : $M_t = 0,85\, M_{0X} = 0,85 \times 1.365 = 1.16 t\ m$

➢ **<u>Sens YY :</u>**

Aux appuis : $M_a = -0.5\ M_{oy} = -0.5 \times 0.67 = 0.335\ t.m$

En travées : $M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 0.67 = 0.57\ t\,m$

- **ELS :**

$$\rho = 0,74 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0,0696 \\ \mu_Y = 0,632 \end{cases}$$

$M_{0X} = 0,0696 \times 1.70 \times 3.06^2 = 1.11 t\,m$

$M_{0Y} = 0,632 \times 1.11 = 0.70 t\,m$

❖ **correction des moments :**

- **Sens XX** :

Aux appuis : $M_a = -0{,}5 M_{0X} = -0.555 t\,m$

En travée : $M_t = 0{,}85 M_{0X} = 0.94 t\,m$

- **Sens YY :**

Aux appuis : M_a =-0.5 M_{oy} =-0.35t.m

En travée : $M_t = 0{,}85 M_{0Y} = 0.6\, t\,m$

7.2.5. Ferraillage :

Détermination des armatures :

H = 20 cm

d = 17 cm ,b=100 cm

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

$$A_S = \frac{M_u}{\beta . d \sigma_{St}}$$

7.2.6. Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

Amin = 0,10%.b×H= 2 cm² (RPA 2003/ART 10.1.2)

- $A \geq 0{,}001\, b\, h = 0{,}001 \times 100 \times 20 = 2\ cm^2$
- les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m^2 de HA8.

Sens	zone	M_u(KN.m)	μ_U	μ_l	section	β	A(cm^2)	A_{min}(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	e (cm)
XX	Appuis	6.82	0,016	0,392	SSA	0,991	1.16	2	3HA12=3.39	20
	Travée	11.6	0,028	0,392	SSA	0,986	2	2	3HA12=3.39	20
YY	Appuis	3.35	0,008	0,392	SSA	0,996	0.57	2	3HA12=3.39	20
	Travée	5.7	0.014	0.392	SSA	0.993	1	2	3HA12=3.39	20

Tableau - ferraillage du mur plaque.

- vérification à l'ELS :

- **vérification de la contrainte dans le béton :**

on doit vérifier que :
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ f_{c28} = 15\ MPa$

$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k$ avec $\sigma_S = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_S}$ σ

$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{100 \times 17} = 0.199$

Donc : $\beta_1 = 0.928$, $k_1 = 54.44$ et k= $\frac{1}{k_1}$ =0.

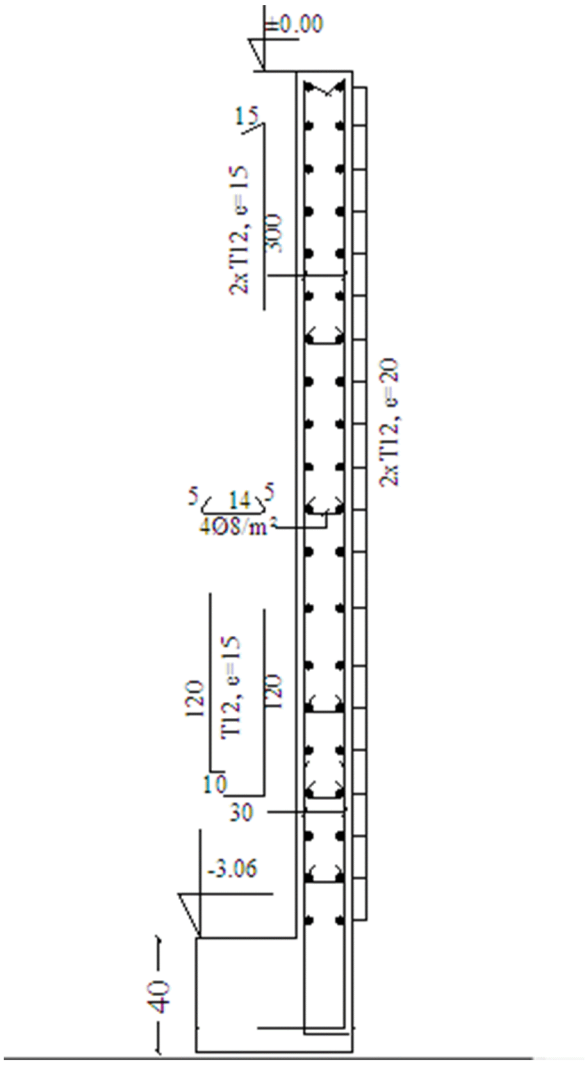
Tableau - vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

sens	Zone	M_S	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_S	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$
XX	Appuis	5.55	0.199	0.928	54.44	0.0184	103.77	1.91	**15**
	travée	9.4	0.199	0.928	54.44	0.0184	175.76	3.23	**15**
YY	Appuis	3.5	0.199	0.928	54.44	0.0184	65.44	1.20	**15**
	travée	6	0.199	0.928	54.44	0.0184	112.19	2.06	**15**

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

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



Ferraillage du mur plaque

Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure. Ces efforts consistent en :

- un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes,
- une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction,
- un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures; à savoir les fondations superficielles et les fondations profondes.

❖ **Fondations superficielles**

Elles sont dans les sols à grande capacité portante

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- les semelles continues sous murs,
- les semelles continues sous poteaux,
- les semelles isolées,
- les radiers.

❖ **Fondations profondes**

Elle son utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- les pieux,
- les puits.

8.1 Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Le rapport géotechnique élaboré par, à donnée une contrainte admissible **2.80 bars.**

8.1.1Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- la Nature de l'ouvrage à fonder,
- la nature du terrain et sa résistance,
- profondeur du bon sol,
- le tassement du sol.

8.1.2 Dimensionnement des semelles (sous voiles, sous poteaux)

a) Semelles continues sous voile

La largeur B est donnée par la formule suivante :

avec

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B = \frac{G+Q}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$$

Pour calculer la largeur de la semelle, on doit vérifier que :

$\overline{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol $\left(\overline{\sigma}_{sol} = 2.80 bars\right)$.

$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{B \cdot L} = \frac{G+Q}{B \cdot L}$ où B: La largeur de la semelle.

L: Longueur de la semelle sous voile.

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{BL} = \frac{G+Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\overline{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	L(m)	G+Q (KN)	B (m)	S= L×B (m²)
VL_1	0.5	453.33	3.24	1.62
VL_2	0.5	322.44	2.30	1.15
VL_3	0.65	310.06	1.70	1.105
VL_4	0.65	313.19	1.72	1.118

VL_5	0.5	481.02	3.43	1.715
VL_6	0.5	536.33	3.83	1.915
VL_7	0.775	187.14	0.86	0.666
VL_8	0.65	308	1.70	1.105
VL_9	0.5	263.73	1.88	0.94
VL_{10}	0.5	267.77	1.91	0.955
VL_{11}	0.65	311.01	1.71	1.11
VL_{12}	0.5	293.70	2.1	1.05
VL_{13}	0.5	427.82	3.05	1.525
VL_{14}	0.5	428.39	3.06	1.53
VL_{15}	0.5	294.75	2.11	1.055
VT_1	1.0375	438.38	1.51	1.56
VT_2	0.65	190.70	1.05	0.68
VT_3	0.65	191.47	1.05	0.68
VT_4	1.0375	442.52	1.52	1.58
			SOMME	**23.059**

Tableau : Surface des semelles continues sous les voiles (sens transversal) :

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 23.059m^2.**

8-1-3- Dimensionnement de la semelle continue sous poteaux :

Etape de calcul :

b_1) déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$

b_2) déterminer la coordonnée de la résultante des forces : $e = \dfrac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

b_3) déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \dfrac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \dfrac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(\frac{l}{4})}}{\sigma_{sol}}$$

Exemple de calcule:

Charge transmises par le portique (D-D) :

Poteaux	**N=G+Q (KN)**	**M(KN.m)**	**e_i(m)**	**N × e_i(KN.m)**
1	963.08	6.575	-8.685	-8364.35
2	1297.09	-1.710	-4.685	-6076.86
3	710.87	-8.139	-0.685	-486.94
4	1445.39	5.60	3.865	5586.43
5	845.24	3.085	8.265	6985.91
Somme	5261.67	5.321		-2355.81

On obtient :

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = -0.446m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

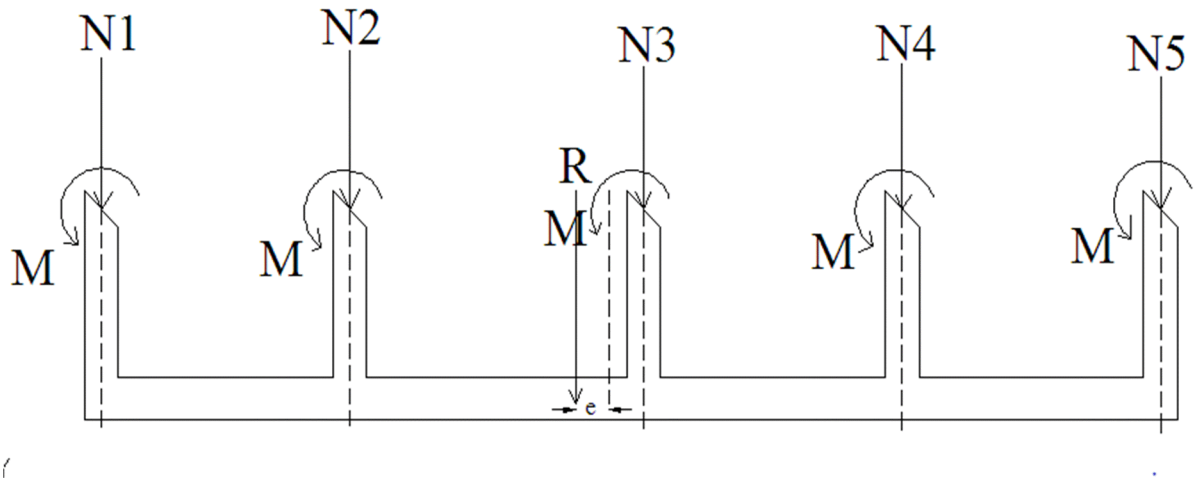
e= 0.446m $< \frac{l}{6} = \frac{18.37}{6}$ =3.06m Répartition trapézoïdale

$$q_{min} = \frac{5261.67}{18.37} \times (1 - \frac{6 \times 0.446}{18.37}) = 244.70 \text{ KN/m}$$

$$q_{max} = \frac{5261.67}{18.37} \times (1 + \frac{6 \times 0.446}{18.37}) = 328.15 \text{KN/m}$$

$$q_{(\frac{l}{4})} = \frac{5261.67}{18.37} \times (1 + \frac{3 \times 0.446}{18.37}) = 304.66 \text{ KN/m}$$

Distribution des sollicitations



- **Détermination de la largeur de la semelle:**

$$B \geq \frac{q_{(\frac{l}{4})}}{\sigma_{sol}} = \frac{304.66}{280} = 1.1\text{m}$$

On prend : B= 1.20m

On aura donc :S= 1.20× 18.37= 22.044m^2

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$S_t = S \times n + S_v$

S_t =22.044× 8+ 23.059= 199.41m^2

Avec n : le nombre de portique dans le sens considéré

Remarque :

S_{bat}= 425.74 m^2

Le rapport de la surface dans les semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_T}{S_{batiment}} = \frac{199.41}{425.74} = 0.468 \quad 47\%$$

La surface totale des semelles représente 47% de la surface totale du bâtiment.

Alors on opte pour des semelles filantes.

Etude de la semelle filante :

8-1-4 Hauteur de la semelle : $h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5\ cm$

Avec :B : largeur de la semelle.
h_s :Hauteur de la semelle.
b : largeur du poteau dans le sens x

$$h_s \geq \frac{120-45}{4} + 5 = 23.75\ cm$$

On adopte une hauteur $h_s = 40 cm$
Les dimensions adoptées sont les suivantes :**L = 18.37 m**
B = 120 cm
h_s = 40cm

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux Comme appuis, d'où des armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

8 -2-Etude de la poutre de rigidité :

8 -2-1-Dimensionnement :

Il faut que : La hauteur $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

La largeur $\frac{1}{3}h_p \le b_p \le \frac{2}{3}h_p$

L : étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 4.10\ m \Rightarrow \frac{410}{9} \le h_p \le \frac{410}{6}$$

$$\Rightarrow 45.55 \le h_p \le 68.33$$

On adopte une hauteur $\mathbf{h_p = 80cm}$

$$h_p = 80\ cm \Rightarrow \frac{80}{3} \le b_p \le \frac{2 \times 80}{3}$$

$$\Rightarrow 27 \le b_p \le 53$$

On adopte une largeur $\mathbf{b_p = 50cm}$

8-2-2-Ferraillage de la poutre (ELU) :

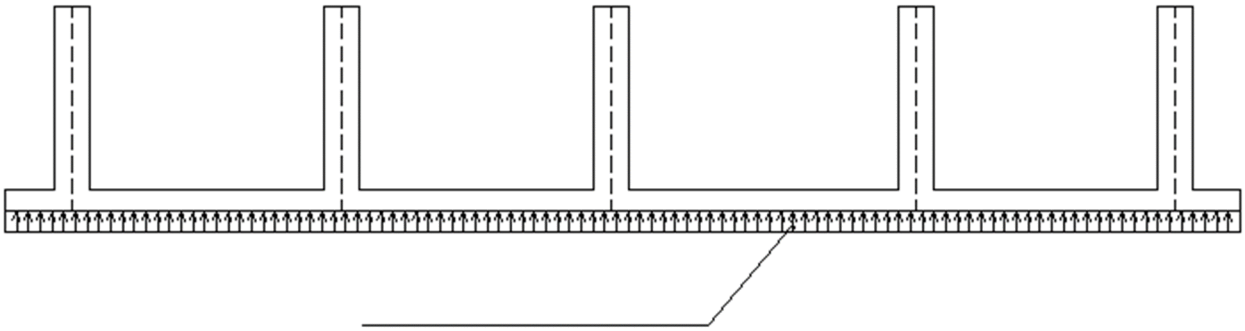
Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur Cinq appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

8-2-3-Calcul de la charge uniforme :

Points d'appuis	Nu (kN)	Mu (kN.m)
1	1327.38	-9.420
2	1782.35	2.098
3	892.60	6.164
4	1988.72	-8.245
5	1161.70	-4.680

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T}\left(1 + \frac{3e_u}{L_T}\right) = \frac{7152.75}{18.37}\left(1 + 0.073\right) = 417.80\ kN/ml$$



Sollicitation revenant à la poutre de rigidité

8-2-4-Calcul des moments isostatiques :

Les travées AB ; BC ;CD ;DE:

La travée AB :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{417.80 \cdot (4.0)^2}{8} = 835.6\ kN.m$$

La travée BC :

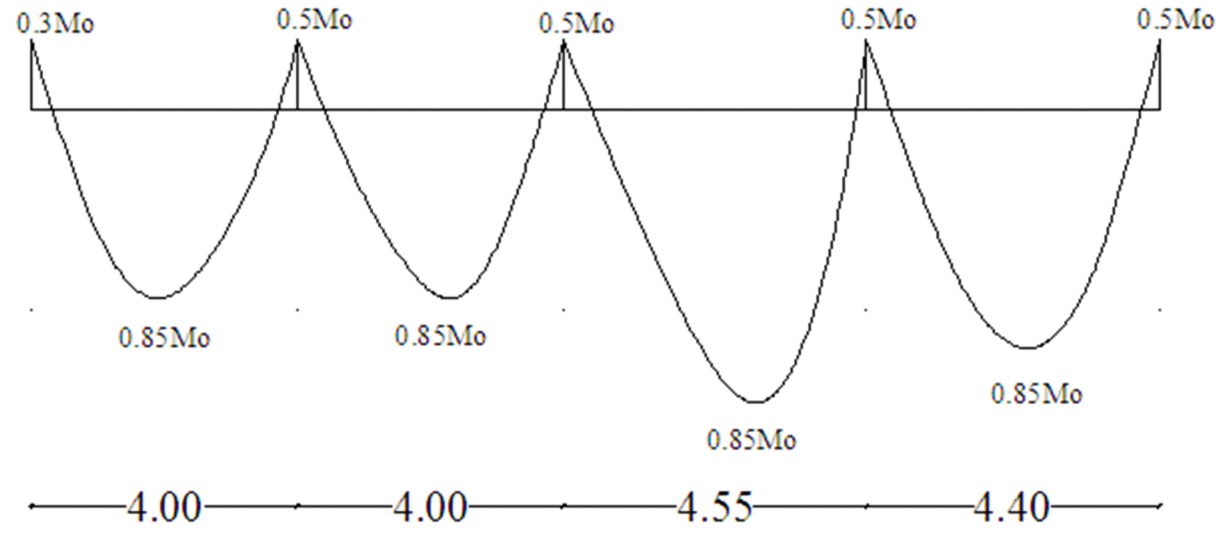
$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{417.80.(4.0)^2}{8} = 835.6 kN.m$$

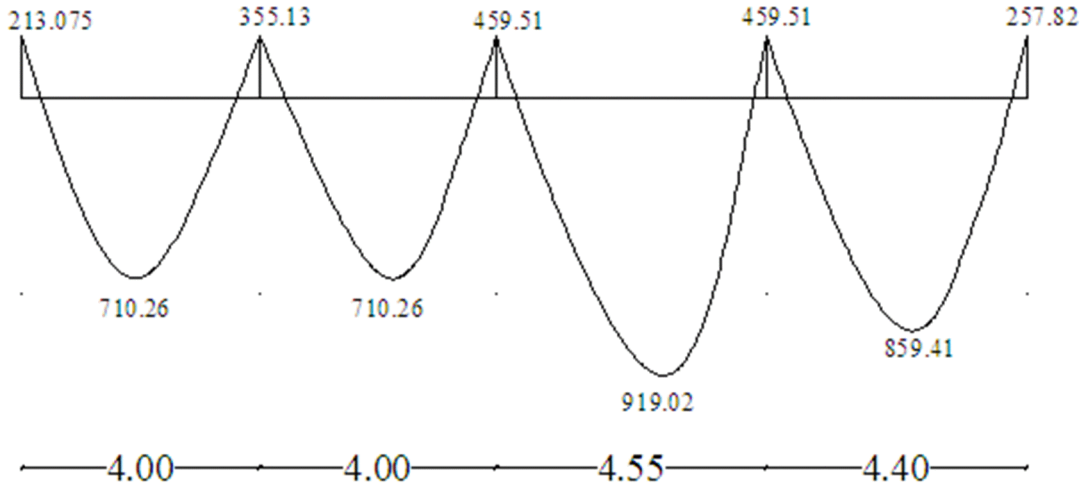
La travée DE:

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{417.80 \cdot (4.55)^2}{8} = 1081.20\, kN.m$$

La travée DE :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{417.80 \cdot (4.40)^2}{8} = 1011.076\ kN.m$$





Calcul des armatures :

Tableau : Ferraillage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

Appuis	M_a(kn.m)	μ	β	A_u (cm²)	Choix	A (adoptée)
1	213.08	0.05	0.974	8.16	4HA20 (fil)	12.56
2	355.13	0.08	0.958	13.83	4HA20(fil) +4HA16(chap)	20.6
3	459.51	0.11	0.942	18.20	4HA20(fil)+4HA16(chap)	20.6
4	459.51	0.11	0.942	18.20	4HA20(fil)+4HA16(chap)	20.6
5	257.82	0.06	0.969	9.93	4HA20(fil)	12.56

-

Tableau : Ferraillage de la poutre de rigidité en travée

Travées	M_t(kn.m)	μ	β	A_u (cm²)	Choix	A (adoptée)
A-B	710.26	0.168	0.907	29.22	4HA20(fil)+2x4HA20(chap)	37.68
B-C	710.26	0.168	0.907	29.22	4HA20(fil)+2x4HA20(chap)	37.68
C-D	919.02	0.218	0.876	39.15	4HA20(fil)+4x4HA16(chap)	44.72
D-E	859.41	0.204	0.885	36.24	4HA20(fil)+4x4HA16(chap)	44.72

8-2- 5-Vérification à l'ELU :

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{fe} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 50 \times 77 \times \frac{2.1}{400} = 4.65$$

$$A_a \geq A_{\min} \Rightarrow condition\ vérifiée$$
$$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow condition\ vérifiée$$

-Vérification de la condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b\,d} \leq \bar{\tau} = \min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5MPa\ ;\ 4MPa\right]$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{417.80 \cdot 4.15}{2} = 866.93\,kN \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{866.93 \cdot 10^3}{500 \cdot 770} = 2.25\ MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad Condtion\ vérifiée$$

-Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\ ;\ \phi_{l\max}\right) cm$$
$$\phi_t \leq \min\left(2.28\ ;\ 5\ ;\ 2\right) cm$$
$$\phi_t \leq 20\,mm \text{ On prend } \phi_t = 8\ mm$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8

-Calcul des espacements :

Selon **le RPA 99 (corrigé en 2003)**, l'espacement entre les cadres doit être

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}\ ;\ 12\ \phi_l\ ;\ 30\right) cm$$

$$S_t \leq \min\left(20;\ 24\ ;\ 30\right)$$

$S_t \leq 20\ cm$ On prend 10

- **En zone courante :**

$S_t \leq \frac{h}{2} = 40\ cm$ On prend $S_t = 15 cm$

On a :

$A_t \geq 0.003\ S_t\ b = 0.003 x 15 x 50 = 2.25\ cm^2$

$A_t = 5\phi 8 = 2.50\, cm^2 \Rightarrow condition\ \ vérifiée$

-La longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement $L_s \geq 40\phi$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de 90°.

8-2-6-Vérification à l'ELS :

- **Etat limite de compression du béton :**

-Dans le béton: On doit vérifiée :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 15\ MPa$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd}$$

Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1\ \beta_1\ d\ A}$$

-Dans l'acier : On doit vérifiée :

$$\sigma_s \le \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta . f_{t28}}\right)$$

Avec : $\sigma_s = \dfrac{M_s}{A.\beta_1.d}$; $A_s = \dfrac{M_s}{\beta_1.d.\sigma_{st}}$

8-2-7-Calcul de la charge uniforme :

Points d'appuis	Ns(kN)	Ms(kN.m)
1	963.08	6.575
2	1297.09	-1.710
3	710.87	-8.139
4	1445.39	5.60
5	845.24	3.085

-calcul des moments à l'ELS :

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L_T}\left(1 + \frac{3\,e_s}{L_T}\right) = \frac{5261.67}{18.37}\left(1 + 0.073\right) = 307.34\,kN/ml$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

Les travées AB ; BC ; CD ;DE :

La travée AB :

$$M_0 = \frac{q_u\,L^2}{8} = \frac{307.34 \cdot (4.0)^2}{8} = 614.68\,kN.m$$

La travée BC :

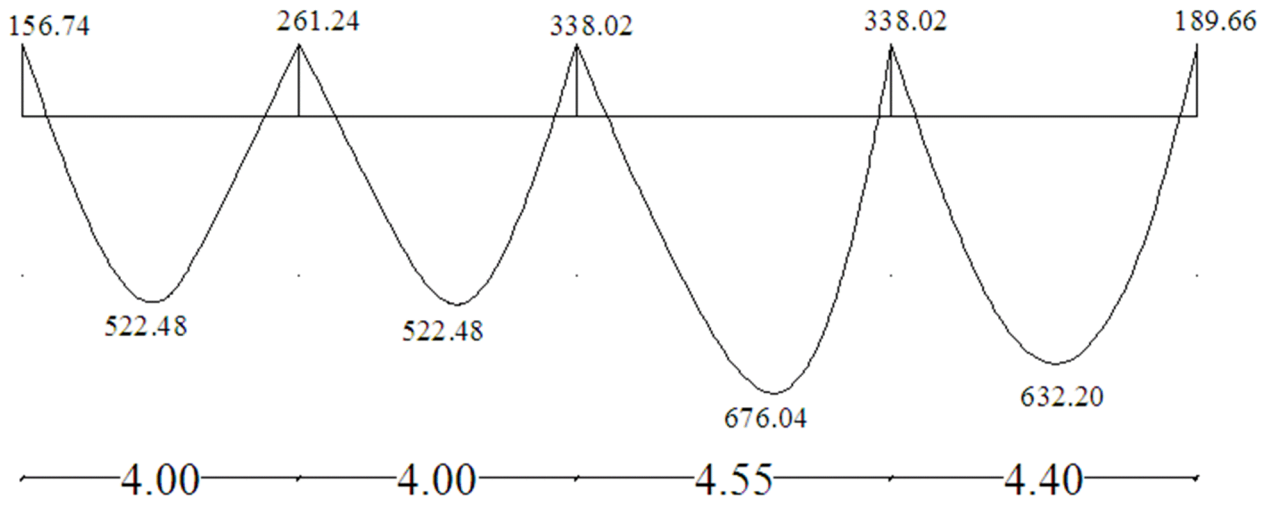
$$M_0 = \frac{q_u\,L^2}{8} = \frac{307.34 \cdot (4.0)^2}{8} = 614.68\,kN.m$$

La travée CD :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{307.34 \cdot (4.55)^2}{8} = 795.34\ kN.m$$

La travée DE :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{307.34 \cdot (4.40)^2}{8} = 743.76\,kN.m$$



Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau : Vérifications des contraintes aux appuis.

Appui	M_s (kN.m)	μ	ρ_1	β_1	k_1	k	σ_{bc}(Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
1	156.74	0.04	0.026	0.972	163.6	0.006	1	15	C.V
2	261.24	0.06	0.061	0.958	104	0.01	1.72	15	C.V
3	338.02	0.08	0.118	0.943	72.72	0.014	3.16	15	C.V
4	338.02	0.08	0.118	0.943	72.72	0.014	3.16	15	C.V
5	189.66	0.045	0.032	0.969	146.3	0.007	1.42	15	C.V

Tableau : Vérifications des contraintes en travée.

Travee	M_s (kN.m)	μ	ρ_1	β_1	k_1	k	σ_{bc}(Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
A-B	522.48	0.124	0.342	0.909	39.95	0.025	4.95	15	C.V
B-C	522.48	0.124	0.342	0.909	39.95	0.025	4.95	15	C.V
C-D	676.04	0.160	0.704	0.878	25.98	0.038	8.49	15	C.V
D-E	632.20	0.150	0.580	0.887	29.25	0.034	7.04	15	C.V

VIII-7-Ferraillage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf}(B-b)}{8\,d\,\sigma_{st}} \qquad \text{Où} \qquad N_{uf} = B.\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)}.100$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{\sum Ns}{B.L_T}\left(1+\frac{3e_s}{L_T}\right)$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{5261.67}{1.20\times 18.375}\left(1+\frac{3\times 0.446}{18.37}\right) = 256.11 MPA$$

$$B = 1.20\text{m} \rightarrow N_{uf=1.20\times 256.11\times 1=307.33\ KN}$$

A_B : est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

$$A_B = \frac{307.33\times 10\times(120-45)}{8\times 77\times 348} = 1.07\ cm^2/ml$$

On prend **5HA12 = 6.65 cm²/ml**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\ cm^2$$

On prend **6HA 10 = 4.68 cm²**

8-8- Ferraillage de la semelle sous voiles :

8-8-1-Dimensionnement :

$N_s = 313.19\ kN$; $L = 2.6m$; $\overline{\sigma}_{sol} = 2.8\ bars$

La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol} L} \Rightarrow B \geq \frac{313.19}{280x2.6} = 0.43m$$

On prend : $B = 50cm$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5\ cm = \frac{120-45}{4} + 5 = 23.75cm$$

On prend :h= 40cm

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

B = 120cm
h =40 cm

8-8-2-Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{B\,L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{535.20}{1.2x2.6} = 171.54\,kN/m^2$$

$\sigma_{sol} = 171.54 < \overline{\sigma}_{sol} = 280\ kN/m^2$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

8-8-3-Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1m

$$N_u = 428.67kN$$

$$M_u = \frac{N_u (B-b)^2}{8\ B} \quad \Rightarrow \quad M_u = \frac{428.67x(1.0-0.5)^2}{8x1.0} = 13.40\ kN.m$$

$$A = \frac{M_u}{Z\ \sigma_s} \qquad (Z = 0{,}9\ d)$$

$$A = \frac{M_u}{0.9\ d\ \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{13.40x10^3}{0.9x37x348} = 1.15cm^2$$ On prend **5HA12 = 5.65 cm²**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2$$

Soient **6HA10 = 4.68cm²**

8-9-Ferraillage de la longrine :

8-9-1-Le rôle des longrines :

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\ kN$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.(Site :S_2 ;zoneIIa)

8-9-2-Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

- $(25\ cm \times 30\ cm)$: *Site de catégorie* S_2 *et* S_3

- $(30\ cm \times 30\ cm)$: *Site de catégorie* S_4

On adoptera pour notre cas une section de **(30 X 40)cm²**.

8-9-3-Armatures longitudinales :

$N = 1445.39\ kN$

$\alpha = 15$ (*Zone II a* ; *Site* 2) (RPA 2003)

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1445.39}{15} = 96.36\,kN$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{96.36}{34.8} = 2.77\,cm^2$$

Le ferraillage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$A_{\min} = 0.006x30x40 = 7.2\,cm^2$

$\Rightarrow$ On adopte une section d'armature longitudinale de **A= 6HA12 =6.78 cm²**

8-9-4-Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\ ;\ \phi_{l\,\min}\right) cm$$

$$\phi_t \leq \min\left(1{,}4;\ 3;\ 1.2\right) cm$$

$\phi_t \leq 1.00\ cm$ *on prend un cadre HA*8

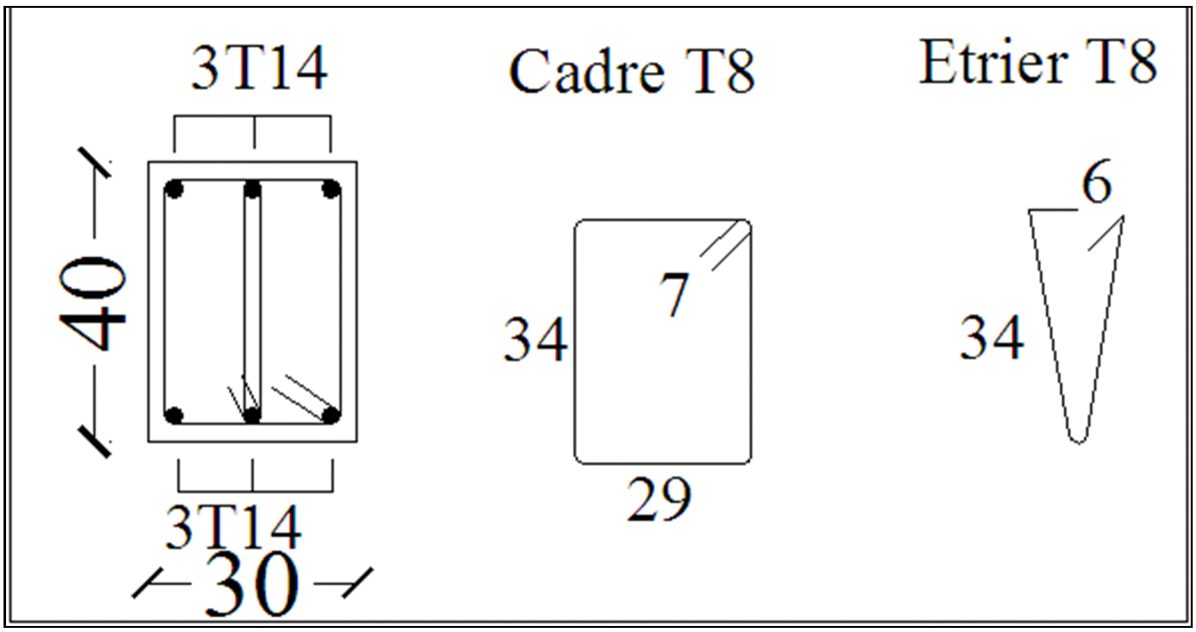
Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$S_t \leq \min\left(20\ ;\ 15\phi_l\right)\ cm$

$S_t \leq \min\left(20\ ;\ 21\right)\ cm$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15\ cm$



CONCLUSION

Le travail que nous avons réalisé consiste à l'étude d'une ossature contreventée par voiles, ceci nous a permis d'étudier les portiques et les voiles, de revoir les détails de calculs de la RDM et du béton, et d'aboutir aux points suivants :

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

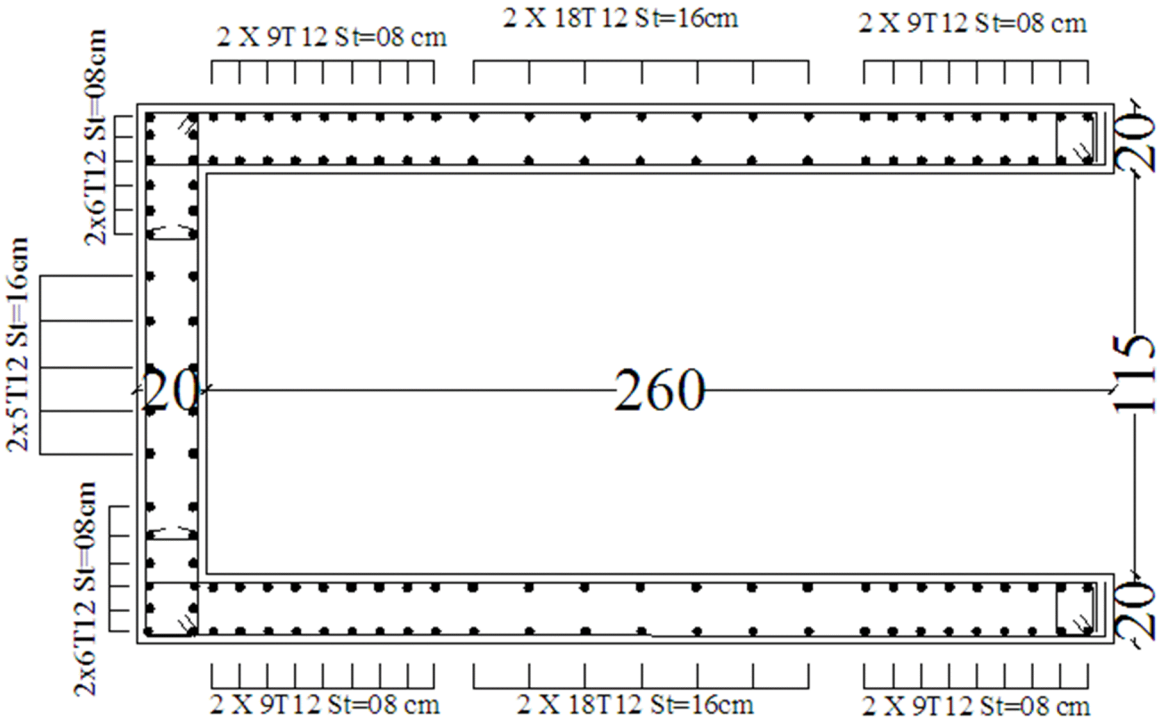
Le travail d'un ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à concordance avec le coté pratique car la bonne étude s'établit sur des critères à savoir :

La résistance

L'économie

La durabilité

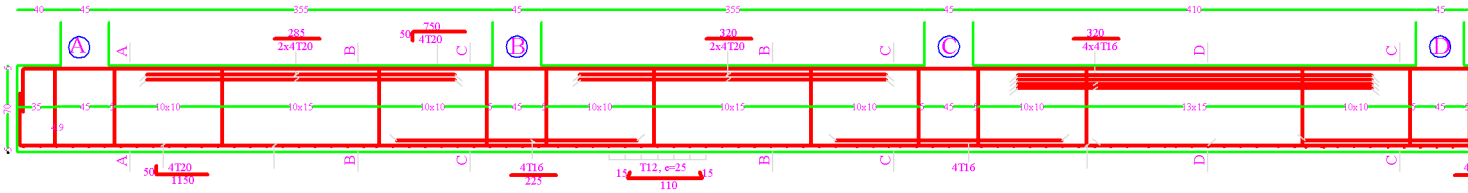
En somme, nous espérons que vous êtes convaincus de ce travail et nous espérons aussi qu'il sera bénéfique et pourra offrir un plus aux promotions à venir.



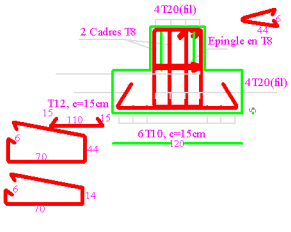
Ferraillage voile de l'ascenseur

Université Mouloud MAMERI de Tizi –Ouzou Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil	
Etudié par : Melle : ABDELALI SAMIRA BOUDINAR KARIMA	Titre : Ferraillage voiles de l'ascenseur Dirigé par : Mr merakab
Promotion 2013/2014	

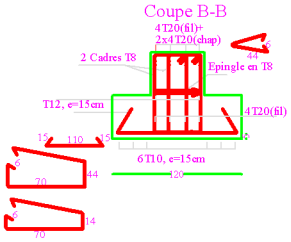
Semelle axe 2



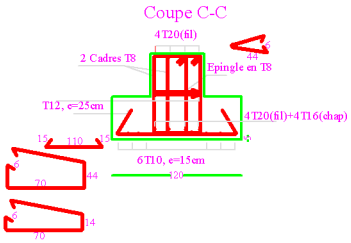
Coupe A-A



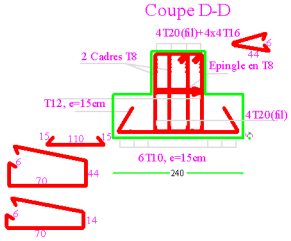
Coupe B-B

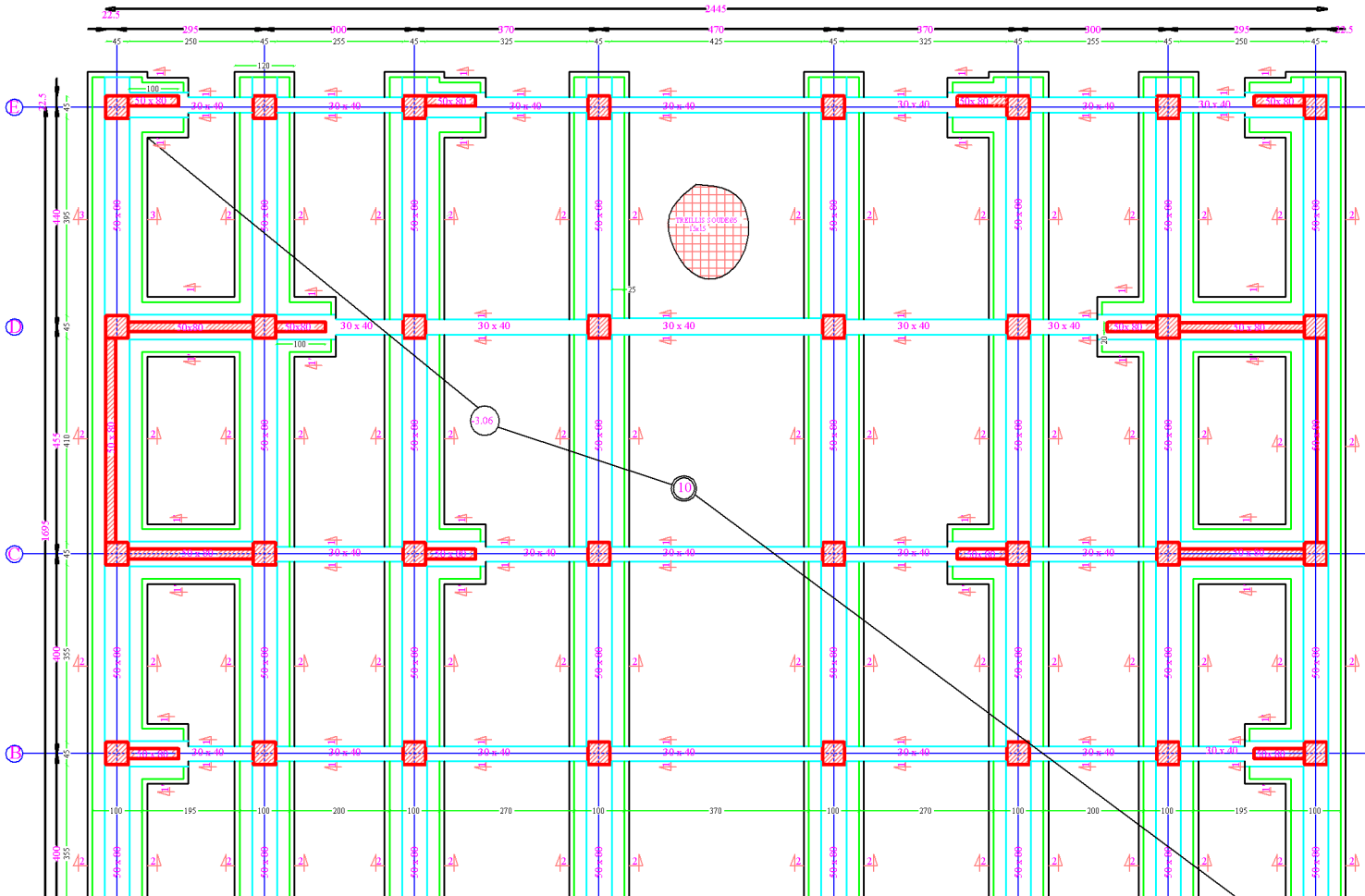


Coupe C-C

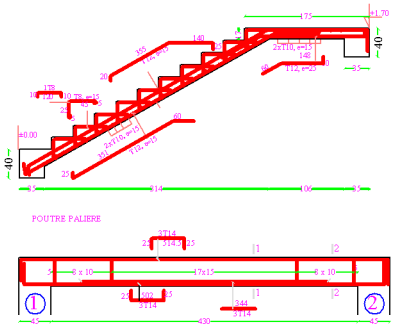


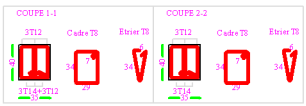
Coupe D-D

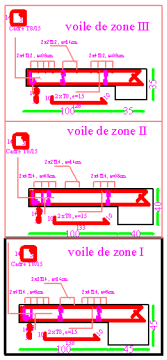


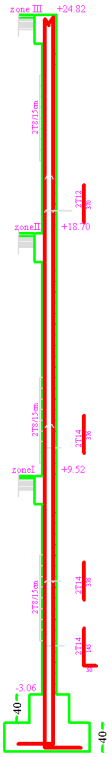


ESCALIERS RDC









REPUBLIQUE ALGERIEN

UNIVERSITE MOU

FACULTE DU G

DEPARTE

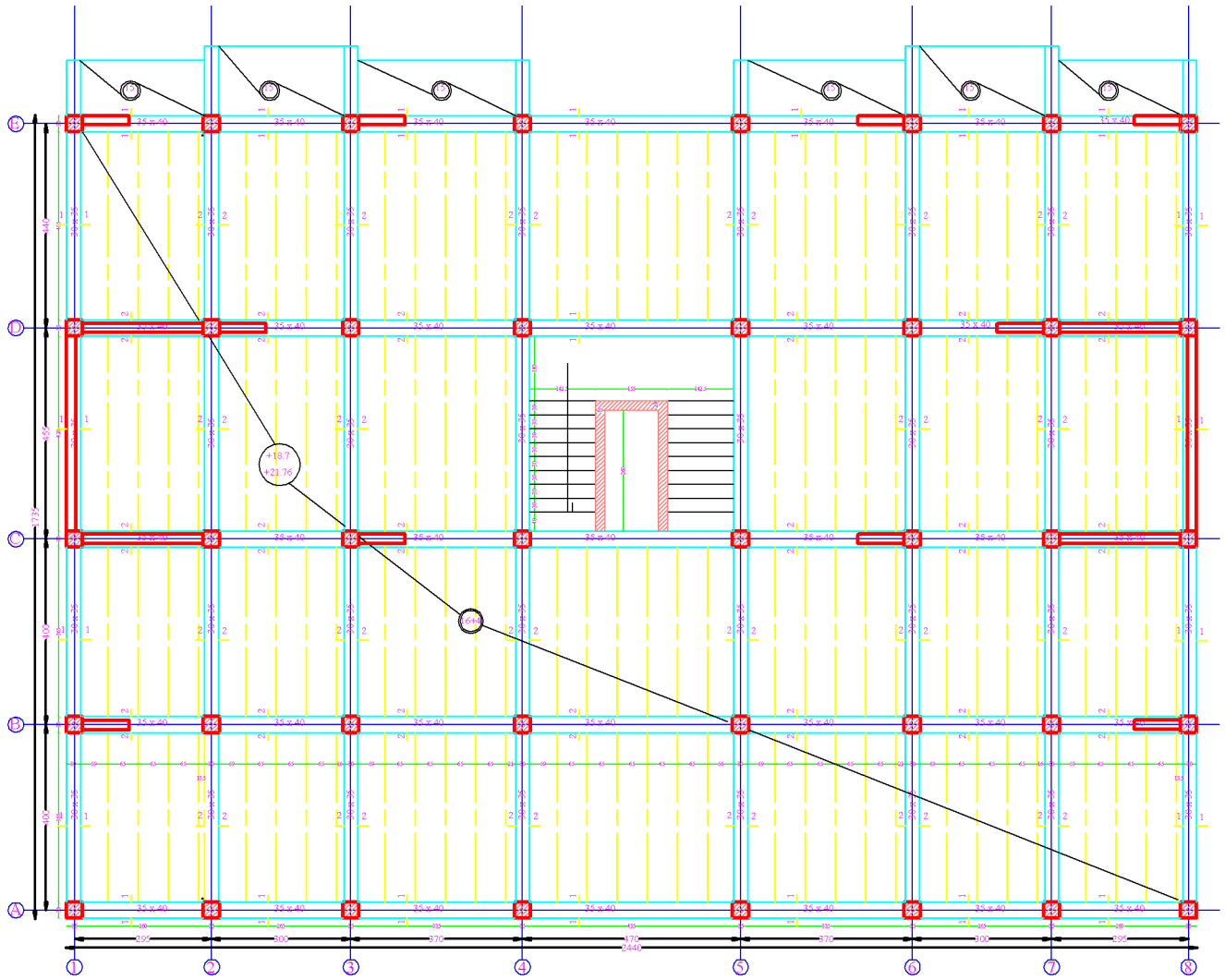
ETUDIE PAR :
Melle ABDELALI SAMIRA
Melle BOUDINAR KARIMA

DIRIGE PAR :

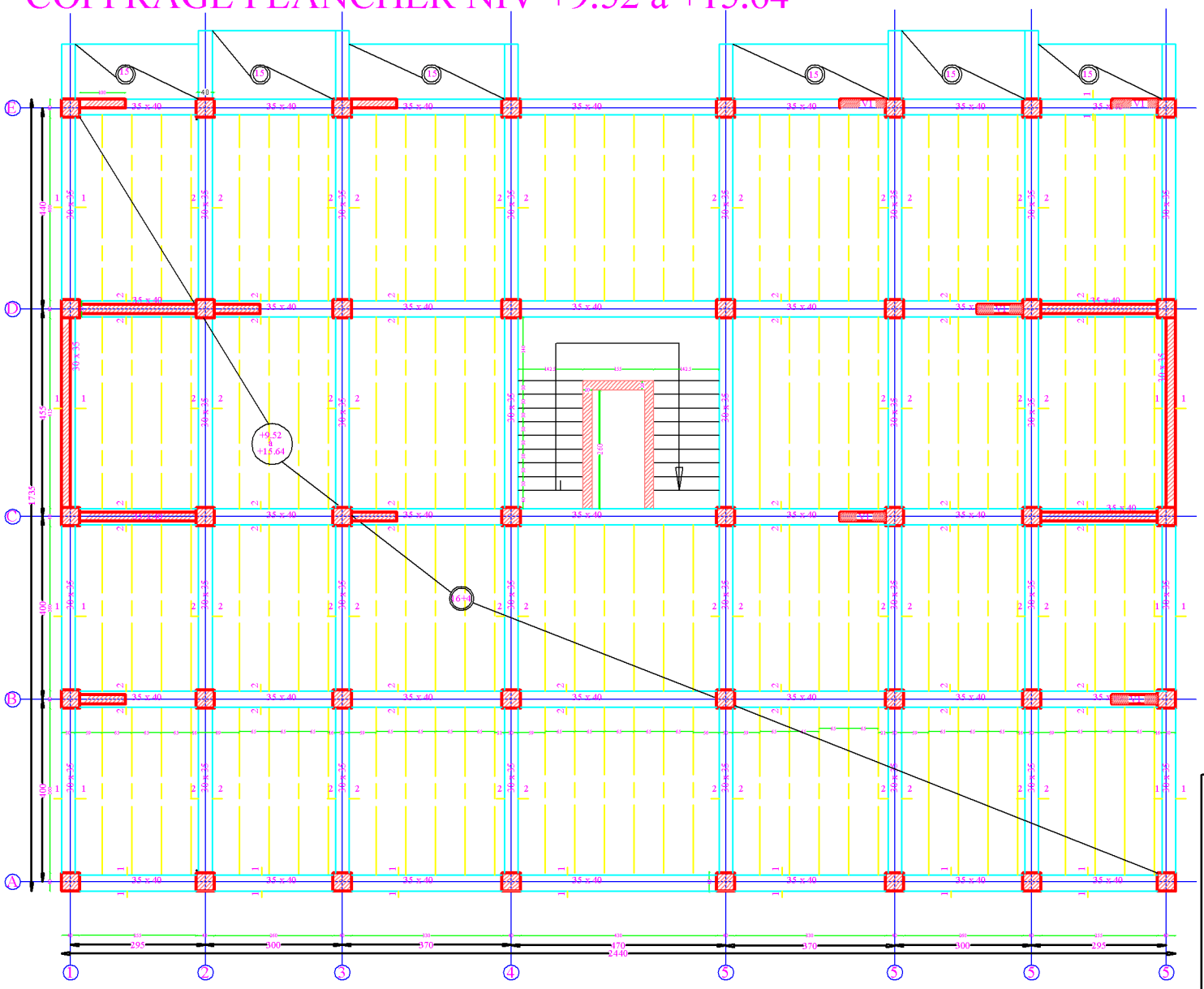
Mr Merakabe

PROMOTION 2013-2014

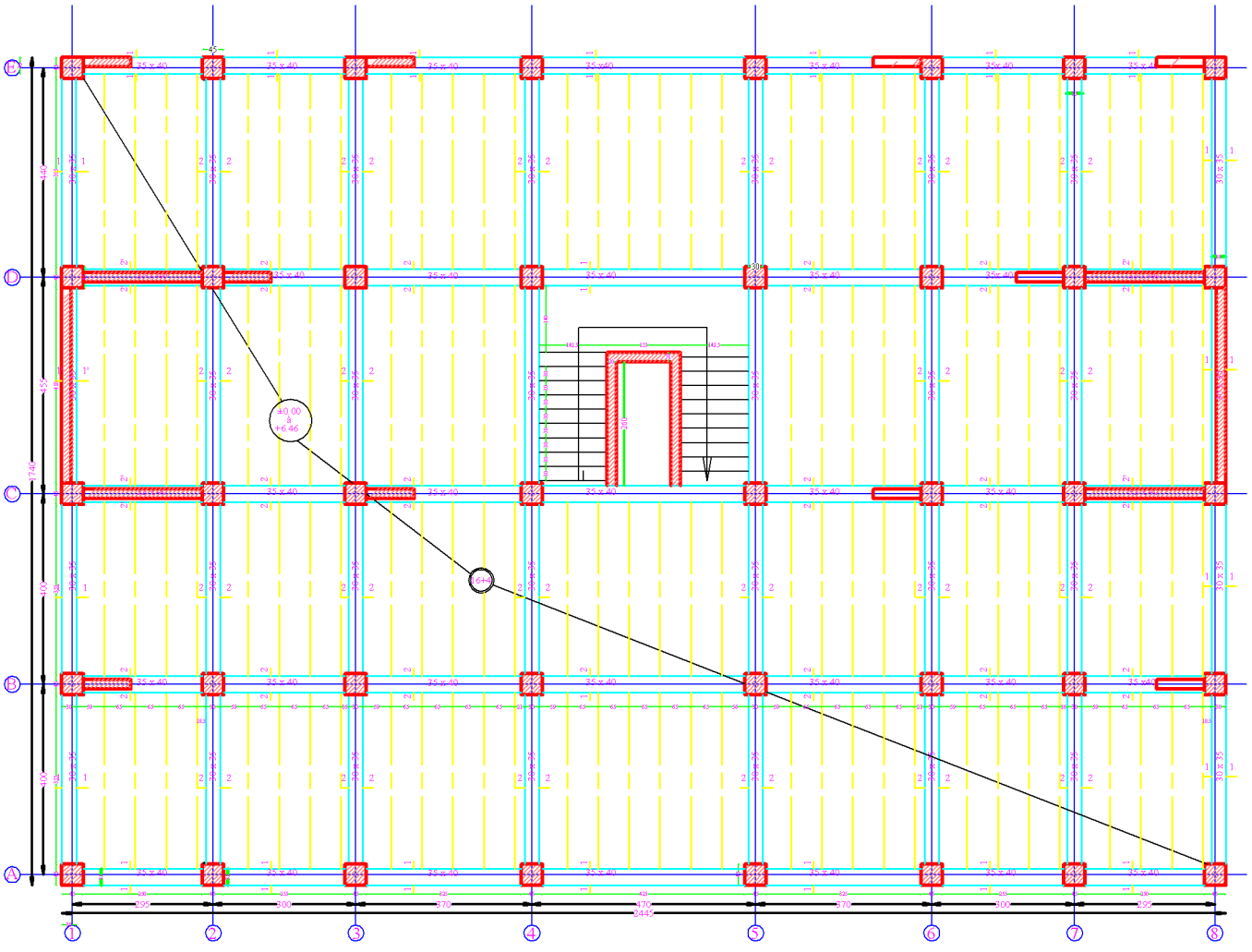
COFFRAGE PLANCHER NIV +18.7



COFFRAGE PLANCHER NIV +9.52 à +15.64



COFFRAGE PLANCHER NIV DE ± 0.00 à +6.46



Coup

Coup

Coupe

Coupe

REPUBLIQUE ALG

UNIVERSITE

FACULTE

DE

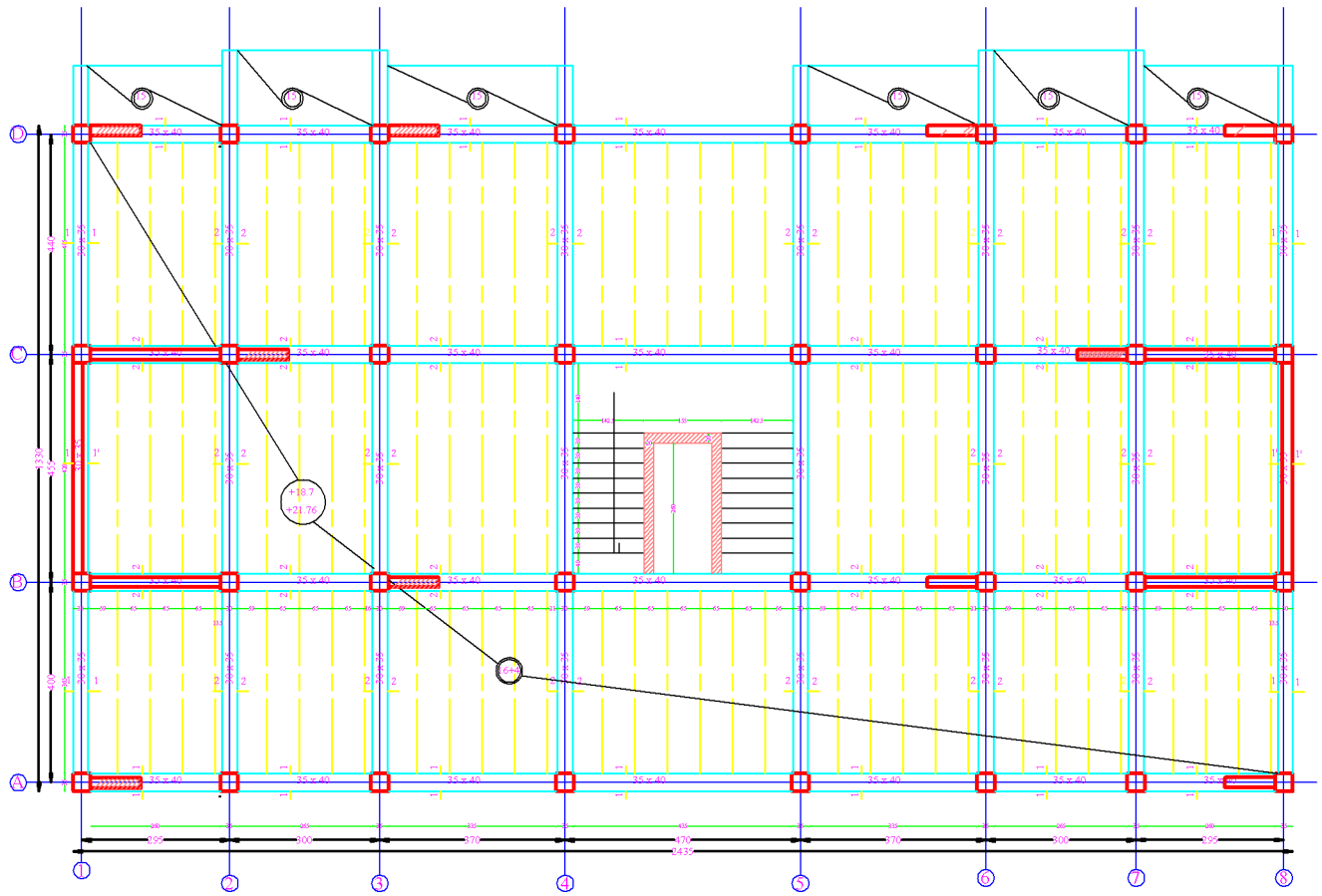
ETUDIE PAR :
Melle ABDELALI SAM
Melle BOUDINAR KAR

DIRIGE PAR :

Mr Merakabe

PROMOTION 2013-20

COFFRAGE PLANCHER NIV + 21.76



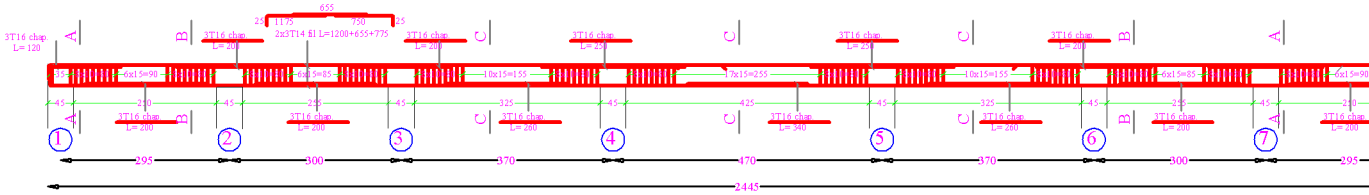
REPUBLIQU
UNIV
FA

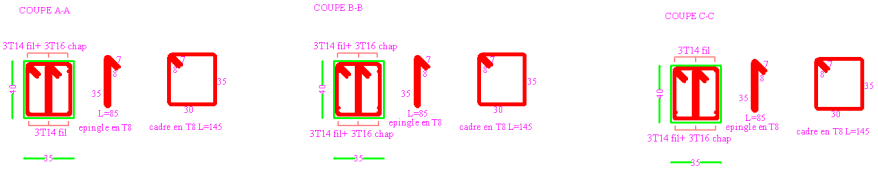
ETUDIE PAR :
Melle ABDEL
Melle BOUDI

DIRIGE PA
Mr Merakabe

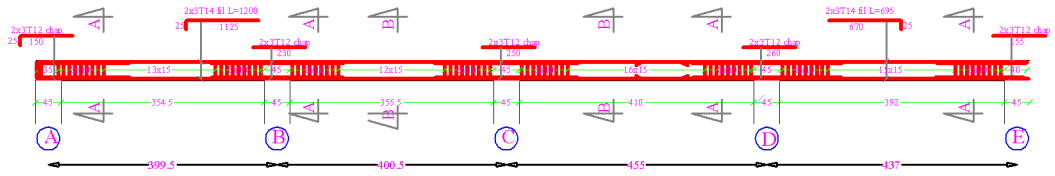
PROMOTION

FARRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES AXES A, B, C, D ET E NIV -3.06 à +9.52

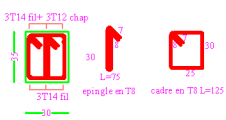




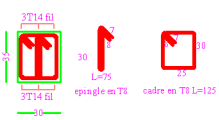
FARRAILLAGE POUTRES SECONDAIRE AXES 1,2,3,4,5,6,7 et 8 NIV.-3.06 à 9.52



COUPE A-A Ech.1/25



COUPE B-B Ech.1/25



REPUBLIQUE ALGERIENNE

UNIVERSITE MOULOU

FACULTE DU GENI

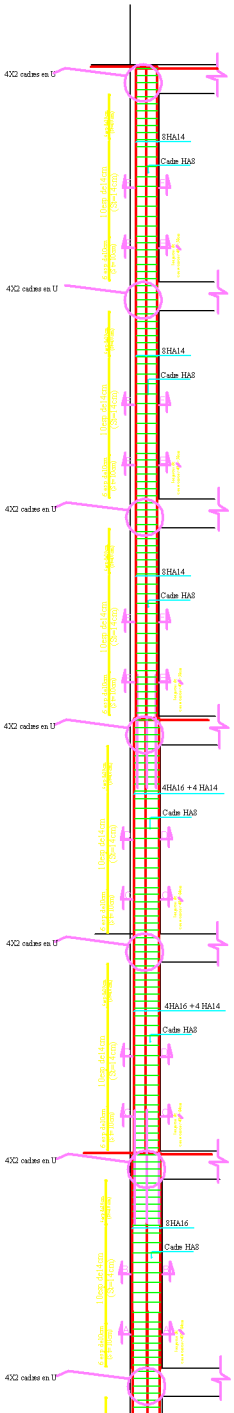
DEPARTEM

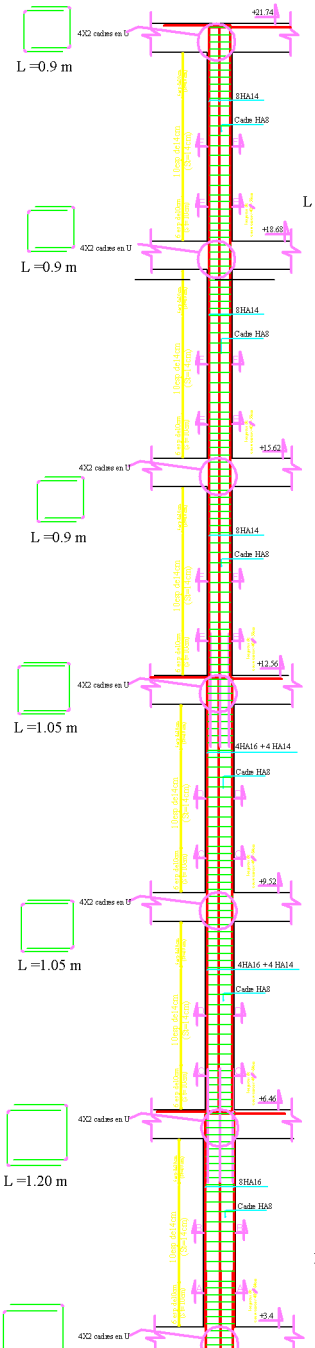
ETUDIE PAR :
ABDELALI SAMIRA
BOUDINAR KARIMA

DIRIGE PAR :
Mr MEREBAK

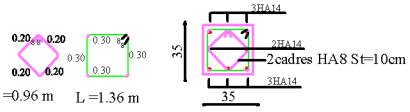
PROMOTION 2014/20115

FERRAILLAGE D'UN POTEAU EN TRAVEE

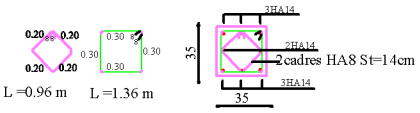




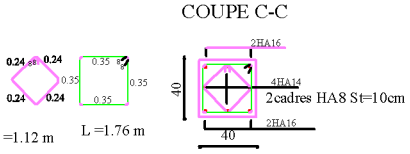
COUPE E-E



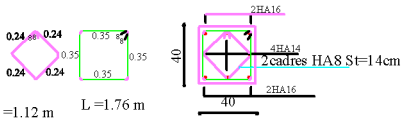
COUPE F-F



COUPE C-C



COUPE D-D



COUPE A-A