REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ETPOPULAIRE
Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département du génie civil

Projet de fin d'études

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

Théme

Etude d'une structure (R+6) contreventé par voiles à usage d'habitation

Réalisé par :
Mr ALI AHMED YKHLEF

Dirigé par :
Mr BEN TAYEB

2015/2016

REMERCIEMENT

Au terme de ce modeste travail nous tenons à remercier en premier lieu le bon dieu qui nos a aidé pour maitre fin a ce projet.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons aussi à remercier notre promoteur :

Mr : Ben tayeb d'avoir accepté de dirigé ce modeste travail.
A tous les enseignants qui ont contribués à notre formation.

En fin notre sincère remerciement, et notre profonde gratitude ; s'adressent également aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

À ma chère grand-mère que dieu la protège et veille sur elle.

A mes très chers parents auxquels je dois beaucoup.

A mon frère, et mes sœurs.

A toute ma famille et mes proches.

A tous mes amis, ainsi que toutes les personnes qui me connaissent de prés ou de loin.

YKHLEF. ALI AHMED

Sommaire :

- Chapitre I : présentation de l'ouvrage……..… **(P1-P11)**
- Chapitre II : pré dimensionnement des éléments …… **(P12-P26)**
- Chapitre III : calcul des éléments……. **(P27-P90)**

  Acrotère ……..…..**(P33)**

  Plancher ……..... **(P53)**

  Balcon ……...**(P59)**

  Port a faut **(**poutre chainage)……..…...**(P68)**

  Escalier ……..….**(P82)**

  Poutre palière…….…… **(P90)**
- Chapitre IV : Modélisation de la structure …… **(P91-P111)**
- Chapitre V : Vérification des exigences du RPA … **(P112-P128)**
- Chapitre VI : ferraillage des éléments……..….**(P129-P169)**
  - ❖ Ferraillage de poteaux……...….**(P143)**
  - ❖ Ferraillage des poutres……**(P154)**
  - ❖ Ferraillage des voiles……...…...**(P169)**
- Chapitre VII : étude de l'infrastructure ……...….**(P170-P192)**
- Conclusion générale……**……...…...(page193)**

CHAPITRE I :

Introduction du l'ouvrage

I.1. 1Introduction :

Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon

À assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un coût optimal.
Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements parasismiques Algériens (version2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL91 modifié 99.

I.1.2Description de l'ouvrage :

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+6). Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles),

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I.1.3 La zone d'implantation :

Le bâtiment sera implanté dans la ville de Tizi-Ouzou qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003).comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone IIa).

I.1.4Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage

-Hauteur totale du bâtiment …….21,70 m.
- Longueur totale du bâtiment……. 27,55 m.
- Largeur totale du bâtiment…… 18.25 m.
- Hauteur de niveau……... 3,10 m.

I.1. 5Les éléments de l'ouvrage

A) La superstructure

C'est la partie de la construction située au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

A.1) ossature :

Le bâtiment à une ossature mixte composée de :

- Portiques (poteaux -poutres) transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à Reprendre les charges et les surcharges verticales.
- Voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), servant de Contreventement vis -à- vis des charges horizontales dues au séisme.

- L'ensemble (voiles, portiques) constitue un contreventement rigide qui assure la Stabilité de l'ouvrage.

A.2) Les planchers

Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.

A.2.1) plancher en corps creux

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique**

les planchers supportent leurs poids propre et les surcharges d'exploitation.

- **Fonction d'isolation** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ; tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et d'une dalle de compression(16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquée sur place à l'exception des balcons qui sont réaliser en dalle pleine destinée à limiter les étages et a supporter les revêtements du sol. Le plancher terrasse est inaccessible avec une pente de **1%** qui facilite l'écoulement des eaux

A-2-2) Dalle pleine en béton armé

Les dalles pleines sont prévues dans les balcons, et dans les paliers de repos des escaliers.

A-3) Les escaliers

Le bâtiment est composés d'une seule cage d'escalier qui relie tous les différents étages, ces escaliers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasses coulés sur place en béton armé.

A-4) Acrotère

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm. Et 10cm d'épaisseur.

A-6) Maçonneries

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de Deux types de murs :

♦ Murs extérieurs

Ils seront réalisés en double cloison composée de deux murs en brique creuse de (10+10) d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur qui assure l'isolation thermique.

♦ Murs intérieurs

Ils seront réalisés en brique creuse d'épaisseur égale à 10cm pour les murs de séparation des pièces et de (10+10) pour les murs de séparation des appartements

A.7) Revêtements

Les revêtements utilisés sont comme suit :

Ø Carrelage pour les planchers et les escaliers.
Ø Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
Ø Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
Ø Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

A-8) Terrasse inaccessible notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible sauf pour entretient, réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.

B) L'infrastructure

C'est la partie de la construction située au-dessous du sol, elle contient :

B-1) Fondations

. La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie Importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.
Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage

I.1. 6La réglementation utilisé

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- D.T.R–B.C.2.2 : charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- D.T.R–B.C.2.41 : règles de conception et de calcul des structures en B.A **(CBA 93)**
- D.T.R–B.C.2.331 : règles de calcul des fondations profondes.
- D.T.R–B.C.2.48 : règles parasismiques algériennes **(RPA99 *modifié en*2003).**
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites**BAEL91 (*modifié en* 99).**

I-2- Caractéristiques mécaniques des matériaux

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, à savoir le béton, l'acier, le mortier, le carrelage, la brique…, qui doivent tous satisfaire aux règles **(BAEL 91)** et aux règles parasismiques algériennes (**RPA 99) modifié en 2003**

I-2-1- Le béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier)et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.

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

Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m^3** de ciment portland composé**325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace des armatures.

I-2-2--Granulats

A titre indicatif, nous avons pour **1m³** de béton armé:

Sable propre……..380 à 450cm³ ($D_g \leq$ 5mm).

Gravier ……750 à 850 cm³ ($D_g \leq$ 25mm)

Dosage de ciment CPJ 325……..300 à 400 kg.

Eau de gâchage ……150 à 200 l.

Adjuvants … (plastifiant, hydrofuge,…)

- **Resistance caractéristique du béton**

On peut définir deux types de résistances.

a) Résistance caractéristique à la compression

Le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de **28 jours** noté **fc_{28}**, qu'on détermine après un essaie de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées **(16x32)** et cela après 28 jours de durcissement. Pour l'étude de ce projet on prend **fc_{28} = 25 MPa**.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton **d'âge ≤ 28 jours**, sa résistance à la compression est calculée comme suit : Selon **(BAEL91/A.2.1,11).**

fc_j= 0, 685 log (j + 1)

Et :

$$fc_j = \frac{j}{4.76+0.83j} \; fc_{28} \quad \text{pour} \quad fc_{28} \leq 40 \text{ MPA.}$$

$$fc_j = \frac{j}{1.40+0.95j} \; fc_{28} \quad \text{pour} \quad fc_{28} > 40 \text{ MPA.}$$

b) Résistance caractéristique à la traction ft_j

La résistance caractéristique à la traction, notée **ft_j**, est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

ft_j = 0.6+0.06 fc_j (BAEL91/A.2.1,12)…… [3]

Dans notre cas : **fc_{j28}= 25 MPA** → **ft_{j28} = 2.1 MPA.**

Cette formule est valable pour les valeurs de **Cfj ≤ 60 MPA.**

- **-Contraintes limites du béton**

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

a)Contrainte de compression

a-1) à l'Etat limite ultime [ELU (BAEL91/A4.3, 41)…… [2]]

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage. Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous :

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

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5 \mapsto$ *situation courante*, $\gamma_b = 1.15 \mapsto$ *situation accidentel le.*

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$$\begin{cases} \theta = 1 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots t > 24\ h \\ \theta = 0{,}9 \ldots\ldots\ldots\ldots 1h \leq t \leq 24\ h \\ \theta = 0{,}85 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots t \leq 1h \end{cases}$$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.
À j=28 jours en situation courante :

Pour γ =1.5 et θ=1, nous aurons fbu = 14.2 [MPA]
Pour γ =1.15 et θ=1, nous aurons fbu = 18.48 [MPA]

-Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit (parabole-rectangle) comme le montre la figure ci-dessous

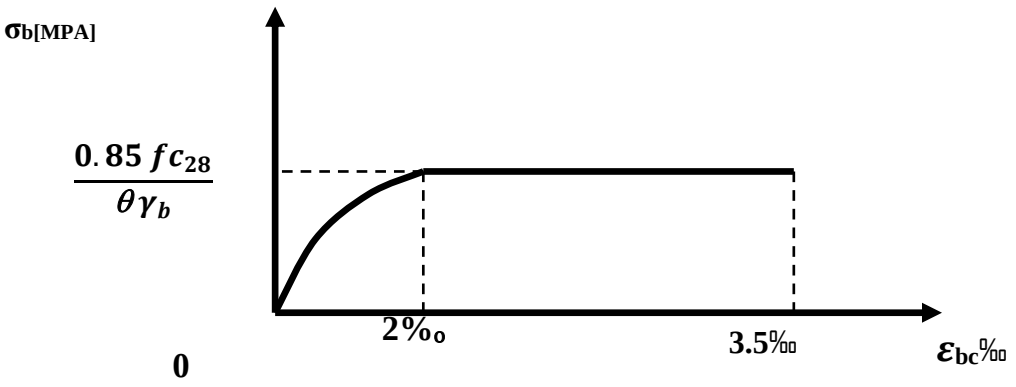


Fig. I -3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

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

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

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$\overline{\sigma bc}$= 0.6 fc28 [MPa] Art (A.4.5, 2/ BAEL 91

Pour fc28=25MPA ; σbc= 15MPa a l'ELS.

La contrainte de cisaillement ultime **:**

$\tau_u = \min\left(\frac{0.2 fc28}{2}, 5\text{mpa}\right)$ ⟹ fissuration peu nuisible

. Tu= min n ($\frac{0.15fc28}{2}$, 4mpa) ⟹ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

- La masse volumique du béton est égale à 25kN/m^3

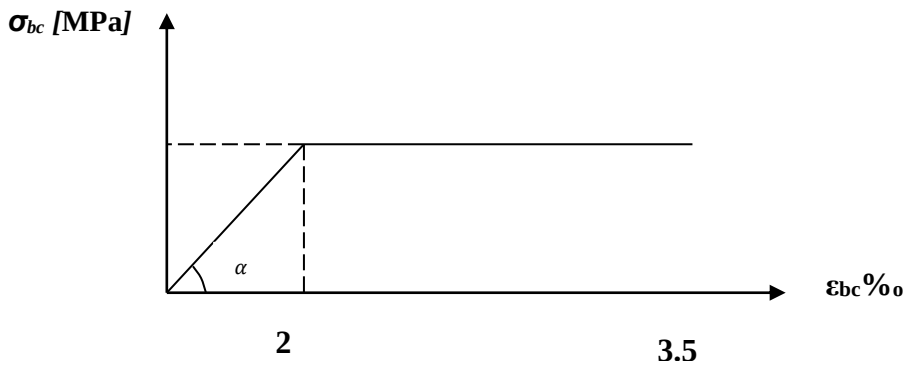


Fig. I -4 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

- **Module d'élasticité longitudinal**

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

a)Instantané [BAEL/ A2.1, 21] …….[2]

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h,on admet un module d'élasticité égale à :

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

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

c) Différé [BAEL/ A2.1, 22]…… [2]

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

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

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

- **Module d'élasticité transversale : [BAEL91/A.2.1,3]**

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

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

- ν : Coefficient de poisson $\nu = 0 \rightarrow A\ l'ELU,$ $\nu = 0{,}2 \rightarrow A\ l'ELS.$

- **Coefficient de poisson [BAEL/A2.1, 3]…… [2]**

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

$$\upsilon = \frac{déformation\ \ trasversale}{déformation\ \ longitudinale}$$

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

I-2-2L'acier :

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

Tableau I-1 : Les caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier.	Nomination.	Symbole.	Limite d'élasticité f_e [Mpa]	Résistance à la rupture [Mpa].	Cœfficient de fissuration.	Cœfficient de scellement.
Aciers en barres	**Haute adhérence feE 400.**	HA	400	480	1,6	1,5
Aciers en treilles.	**Treilles soudé lisses TL 520** $\phi < 6mm$	TS	520	550	1,3	1

Remarque

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

- **Module de déformation longitudinale**

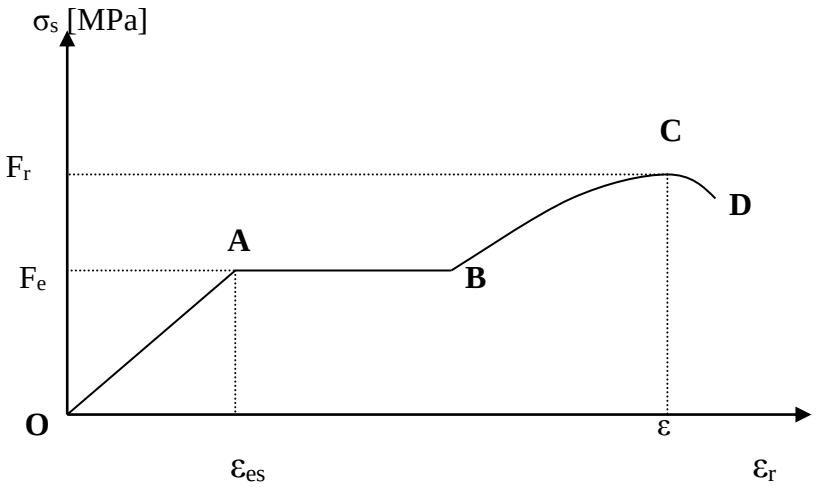
Es est défini par la pente de la droite passante par l'origine du diagramme (σ,ε), il est pris égal à :

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

- **diagramme contraintes-déformations**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir d'un essai de traction qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contraintes- déformations a pour allure:



1.4 .diagramme contraintes-déformations

- **Contraintes limites**

a)A L'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3]…….[2]

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une marge de sécurité.

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

- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité.
- γ_s : Coefficient de sécurité.

Avec :

- γ_s =1,15 situation courante
- γ_s =1,00 situation accidentelle.

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

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

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, le BAEL à limiter les contraintes dans les armatures tendues comme **suit :**

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

La contrainte n'est soumise à aucune limitation :

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

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

Les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

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

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

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

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

η : Est le coefficient de fissuration:

On appelle aussi coefficient de sécurité.

$$\eta \begin{cases} = 1 & \text{Pour les ronds lisses et les files tréfilés lisse en treillis soudé.} \\ = 1.6 & \text{Pour les files HA } \phi < 6\text{mm.} \\ = 1.6 & \text{Pour les barres HA et les files HA} \phi \geq 6\text{mm.} \end{cases}$$

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

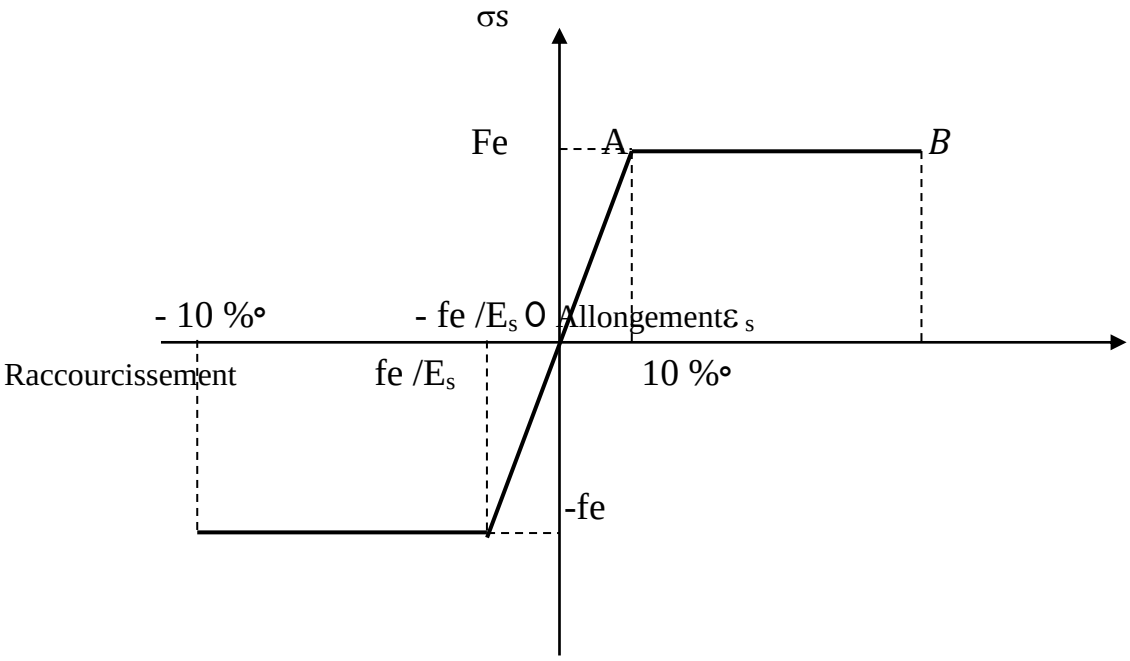


Fig. I -5: Diagramme de déformation de l'acier (CBA 93 - A.2.2.2).

❖ Protection des Armatures (Art A.7.1/BAEL91)

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les Enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions D'exploitations de l'ouvrage.
Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :
- **C =5 cm** : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout Autre atmosphères très agressives tel les industries chimique ;
- **C= 3cm** : pour des parois soumises à des actions agressives ; des Intempéries ou à des condensations ;
- **C= 1cm** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont Pas exposées aux condensations.

Coffrage

On opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, Et un coffrage classique en bois pour les portiques.

CONCLUSION

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments qui contiennent notre Ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du BAEL91/modifiées.99, et les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

CHAPITRE II :

Pré dimensionnement des éléments.

INTRODUCTION

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA99** (version 2003) et **BAEL91** (modifié 99).Dans ce présent chapitre on fera un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément.

Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.1 Les planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constitués d'un corps creux (hourdis+ dalle de compression) qui reposent sur des poutrelles préfabriquées suivant le sens de la petite portée.

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs ;
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

La hauteur du plancher est déterminée par la formule suivante :$\boldsymbol{h_t} \geq \frac{\boldsymbol{L_{Max}}}{\mathbf{22.5}}$

Avec h_t : l'épaisseur du plancher.

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

Pour notre cas $\boldsymbol{L_{Max}}$=340-25= 305cm⇒ $\boldsymbol{h_t} = \frac{305}{22.5} = 13.55\,\text{cm}$

On adopte une hauteur $\boldsymbol{h_t}$**=20cm**, soit un plancher de **(16+4) cm**

- 4cm : épaisseur de la dalle de compression.
- 16 cm : épaisseur du corps creux.

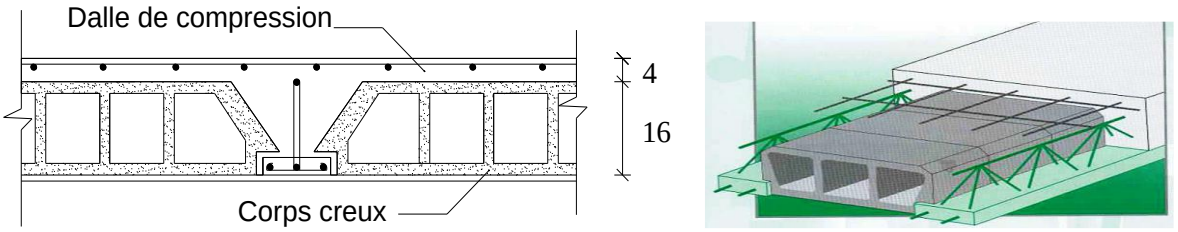


Fig. II-1 : Coupe d'un plancher en corps creux

II.2 Les poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques préconisées par le **BAEL 91modifié 99** et vérification selon **RPA 99 version 2003** ;
- Vérification de la flèche pour la section choisie ;
- Condition de rigidité.

✓ **Les formules empiriques selon le BAEL91 modifié 99**

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

Avec ***h*** : la hauteur totale de la poutre.

b: largeur de la poutre.

L : La portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

✓ **Vérification selon le RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1 (Zone sismiqueII.a)**

le RPA99 préconise les prescriptions, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq 1,5h + b \end{cases}$$

✓ **Condition de rigidité** On doit vérifier que $\frac{L}{h} \geq \frac{1}{16}$

➢ **Les formules empiriques BAEL 91 modifié 99**

II.2.1.Poutres principales (sens transversal)

$L = 480 - 25 = 455\text{cm} \quad \Rightarrow \frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \Leftrightarrow 30.33 \leq h \leq 45.5$

On adopte **ht =40 cm**

Pour la largeur **b** on aura : $0.4 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40$

$16 \leq b \leq 28$

Pour plus de sécurité, on prend $b = 30\text{cm}$

Finalement, la section de la poutre principale à considérer est : (40 x 30) cm²

II.2.2.Poutres secondaires (sens longitudinal)

Avec $L = 340 - 25 = 305cm \Rightarrow \frac{305}{15} \leq h \leq \frac{305}{10} \Leftrightarrow 20.33 \leq h \leq 30.5\,cm$

Pour plus de sécurité, on adopte $h = 30\,cm$

Pour la largeur **b** on aura : $0.4*30 \leq b \leq 0.7*30$

$12 \leq b \leq 21$

Pour plus de sécurité, on prend $b = 30\,cm$

Finalement, la section de la poutre secondaire à considérer est **: (30 x 30) cm²**

- **Vérification au coffrage selon le RPA 99/ Art 7.5.1**

Pour les poutres, les résultats obtenus doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Les poutres principales**

$$\begin{cases} b = 30 > 20 \\ h = 40 > 30 \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,333 < 4 \\ b_{max} \leq 1,5(40) + 30 = 90 \end{cases}$$ Conditions vérifiées

- **Les poutres secondaires**

$$\begin{cases} b = 30 > 20 \\ h = 30 \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1. < 4 \\ b_{max} \leq 1,5(30) + 30 = 75 \end{cases}$$ Conditions vérifiées

- **Condition de rigidité**

On doit vérifier que : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

- **Les poutres principales**

$\frac{30}{480} = 0,083 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ Conditions vérifiée

- **Les poutres secondaires**

$\frac{30}{340} = 0,088 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ Conditions vérifiée.

II.3.les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet d'un chargement horizontal (séisme…) d'une part, et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

L'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm, de plus l'épaisseur est en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Pour notre cas :

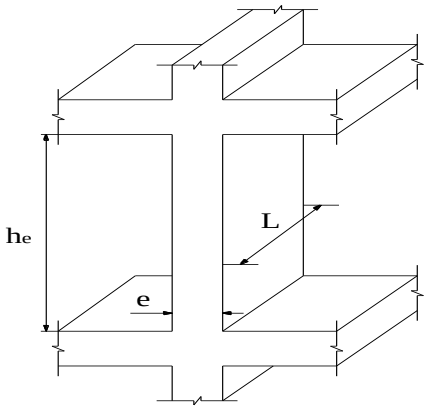


Figure II.2 : Coupe de voile en élévation.

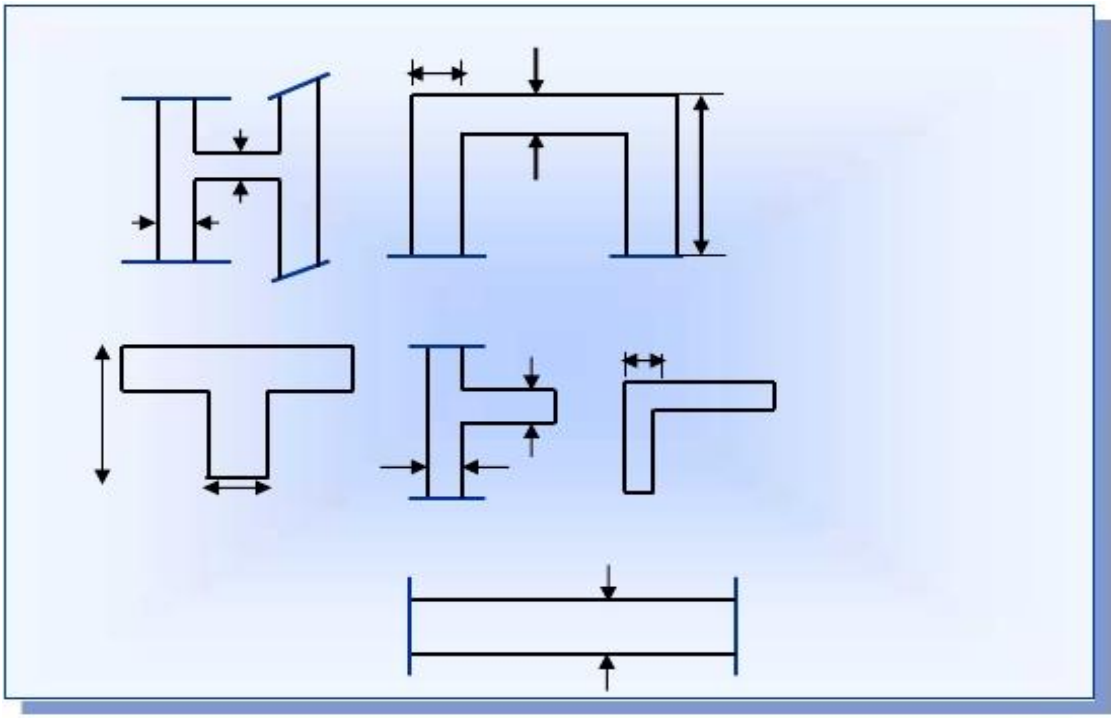


Fig. II.3 Coupe du voile en plan selon les conditions de rigidité à l'extrémité.

a) L'épaisseur (e)

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et des conditions de rigidité aux extrémités.
He max = 3.10 – 0.2 = 2,90 m

$$e \geq \frac{290}{25} = 11.60 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{290}{20} = 14.5 \text{cm}$$

a=max (14.5, 11.60) =14.3.cm
On prend: a=20cm
Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur(L) doit être
Au moins égale à 4 fois son épaisseur : lmin =4xa=4x20=80cm

II.4.les poteaux

- **Principe**

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. Chaque type de poteau reprend la surface du plancher lui revenant, et le calcul sera basé sur la descente de charges. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.4.1Etapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par le poteau le plus sollicité ;
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;
- On calculera la section du poteau par deux méthodes soit:

- aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau par les règles du **BAEL 91 modifié 99 /article B.8.4, 1 ou CBA93.**

- aux états limites de service (ELS) en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal $N_s = G + Q \quad \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{bc}}$

- Vérification de la section à l'ELS
- Et d'autre part, **ART 7.4.3.1 du RPA 99**outre les vérifications prescrites par le **CBA93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \quad f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec : $N_D=N_C+N_Q+N_E$ en négligeant N_E,on aura pour les deux prés dimensionnement

- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le ***RPA99 version 2003.***

II.4.2.Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2)

II.4.2.1.charges permanentes

❖ **Plancher terrasse (inaccessible)**

On a la charge G = ρe

ρ **:** C'est le poids volumique

e : L'épaisseur de l'élément

D'où le tableau suivant :

Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente **Gt** du plancher terrasse.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	étanchéité de type multiple	0.02	6	0,12
3	béton en forme de pente	0.07	22	1.54
4	pare vapeur	1 feuille	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher corps creux (16+4)	(16+4)	/	2.8
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				5.68

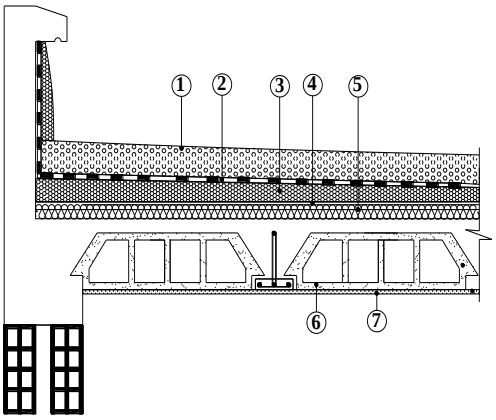


Fig. II.4

❖ **Plancher d'étage courant**

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	maçonnerie en briques creuse	0.10	9	0.9
2	revêtement en carrelage	0.02	22	0,44
3	mortier de pose	0.02	22	0.44
4	couche de sable	0.02	18	0.36
5	plancher en corps creux	(16+4)	14	2.8
6	enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				5.14

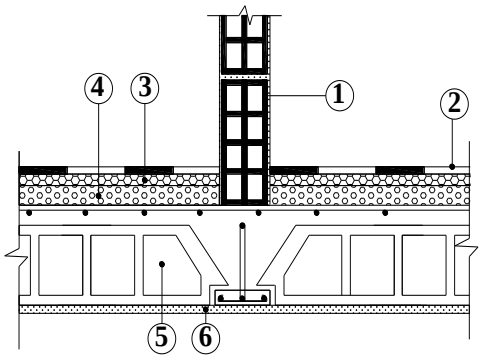


Fig.II.5

Tableau II.3 : valeur de la charge de la dalle pleine (panneau de décoration au dessus de la porte d'entrée)

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Chape de mortier	0.02	22	0,44
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en B A	0.15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				5.19

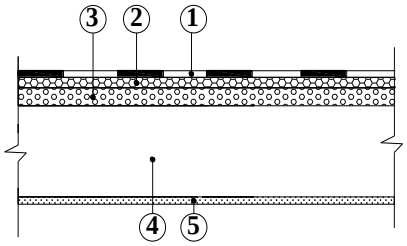


Fig. II.6

❖ **Maçonnerie**

➢ **Les murs extérieurs**

sont en double cloisons de 20 cm d'épaisseur séparés par une lame d'aire de 5 cm

Tableau II.4 Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
	Lame d'air	0.05	0	0
2	Maçonnerie en briques creuses	0.1	9	0,9
3	enduit de plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				2.44

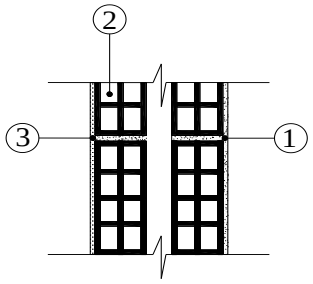


Fig. II.7

- **Les murs intérieurs**

Sont des murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur et un enduit plâtre des deux faces.

Tableau II.5 Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
2	Biques creuses	0.1	9	0,9
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				1,3

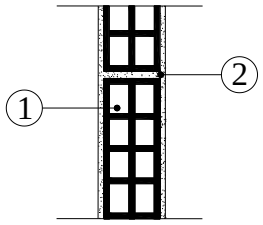


Fig. II.8

❖ **L'acrotère**

Calcul du poids propre de l'acrotère **:**

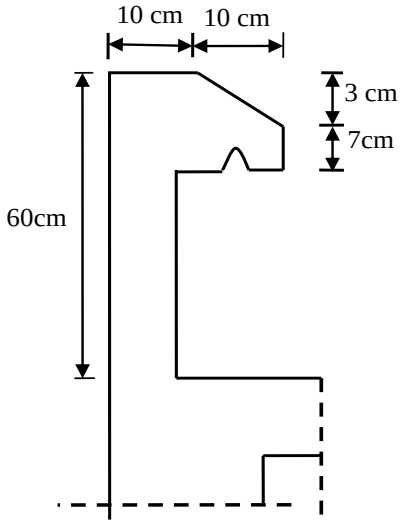


Fig II.9: Schémas statique de l'acrotère

G= S$\times \rho$

G= $[(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + ((0.03 \times 0.1)/2) \times 25$

G=1.7125 KN/ml

II.4.2.2.Charges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible $\rightarrow$ Q = 1 KN/m^2
- Plancher étage courant à usage d'habitation $\rightarrow$ Q = 1.50 KN/m^2
- Balcons $\rightarrow$ Q = 3.50 KN/m^2
- Acrotère $\rightarrow$ Q = 1.00 KN/m
- Escalier $\rightarrow$ Q = 2.50 KN/m

❖ **Descente de charge**

• **Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est « **C4"**

La surface revenant au poteau est :

S_1 = 1.575 x 2.175 =3.43m²

S_2 = 1.075 x 2.175 =2.34 m²

S_3 =1.575x 2.275 = 3.58m²

S_4= 1.075 x 2.275= 2.44 m²

S =S_1+S_2+S_3+S_4 = 11.79 m²

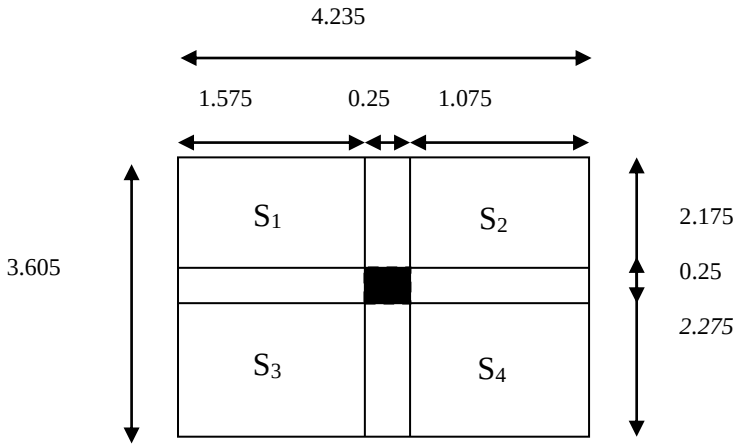


Fig. II.10: surface d'influence du poteau C4

➢ **Calcul du poids propre des éléments**

a)Poutre principale

G_{PP} =0.3x0.40x (2.175+2.275) x25

G_{PP} =13.35 KN

Avec :ρ =25 KN/m^3

b) poutre secondaire

G_{PS}= 0.3x0.30x (1.075+1.575) x25

G_{PS} = 5.96 KN

Donc le poids propre total des poutres est :

G_t = G_{PP} + G_{PS} =13.35+ 5.96=19.31 KN

G_t = 19.31 KN

a) calcul du poids propre des 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 = 25cm
- h = 25cm

- poteau d'étage courant ……G_{Pot} =25×0.25×0.25×3.10=4.83KN

G_{Pot} =4.83KN

- poteau de RDC……....G_{Pot} =25×0.25×0.25×3.10=4.83KN

G_{Pot} =4.83KN

Remarque

Ici la hauteur de RDC est le même que celle de l'étage courant.

b) calcul du poids propre du plancher

- **plancher terrasse inaccessible**

G_{pt}= S ×G_{Pt}

G_{pt} =11.79x5.70=67.20 KN

G_{pt}= 67.20 KN

Plancher courant

G_{pc} =S×G_{Pc}

G_{pc}=11.79x5.14 =60.60 KN

G_{pc} = 60.60KN

1. Calcul des surcharges d'exploitation

Q =Q x S

- Plancher terrasse accessible……..Q=Q x S = 1x11.79=11.79KN
- Plancher courant……Q= Q x S= 1.5x 11.79=17.69 KN
- Plancher Rez de chaussée……Q=Q x S=5 x 15= 58.95 KN

2. Loi de dégression des charges d'exploitation D.T.R.B.C.22

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on doit appliquer la loi de dégression des charges d'exploitation si le nombre de niveaux n ≥ 5.

Notre ouvrage est composé de 6 étages (n ≥ 5) donc on doit appliquer la méthode.

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{n} Q_i \qquad ; \text{ Pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.
Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.
n: numéro de l'étage du haut vers le bas.
Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges

$\Sigma_0 = Q_0$
$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$
$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95\ (Q_1+Q_2)$
$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$
$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4)$

$\Sigma_n = Q_0 + [\ (3+n)/2n].\sum_{i=1}^{n} Q_i$

$n \geq 5$

3. Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	6	5	4	3	2	1	0
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75

Les surcharges cumulées

S0 $=Q_0=$ 11.79 KN.
S1 $= Q_0 +Q_1=$ 29.48KN
S2 $= Q_0 +0.95\ (Q_1 + Q_2)=$45.39 KN
S3 $=Q_0 +0.9\ (Q_1+Q_2+Q_3) =$59.54 KN
S4 $= Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) =$71.92KN
S5 $= Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =$82.53KN
S6 $= Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =$ 91.37KN

Tableau II.6 : récapitulatif de la descente de charge

niveau	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G tot (KN)	G Cum (KN)	Q (KN)	Q Cum	Ns= Cum+Qcum	S min Cm²	section adoptée Cm²
6	67.20	00.00	19.31	86.51	86.51	11.79	11.79	98.3	65.53	35x35
5	60.60	4.83	19.31	91.34	177.85	17.68	29.47	207.32	138.21	35x35
4	60.60	4.83	19.31	91.34	269.19	17.68	47.15	316.34	210.89	40x40
3	60.60	4.83	19.31	91.34	360.53	17.68	64.83	425.36	283.57	40x40
2	60.60	4.83	19.31	91.34	451.84	17.68	82.51	534.35	356.23	40x40
1	60.60	4.83	19.31	91.34	543.18	17.68	100.19	643.37	428.91	45x45
RDC	60.60	4.83	19.31	102.47	634.52	17.68	117.87	752.39	501.59	45x45

- **Vérification des conditions du RPA 99/Art.7.4.1**

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

- min (b_1, h_1) ≥ 25cm en Zone I et II
- min (b_1, h_1) $\geq he/20$en zone III
- 1/4≤ b/h ≤4

Section sa doptées :

(45x45)cm²du RDC au 2^{éme} étage

(40x40) cm² du 2^{éme} étage au 4^{éme} étage

(35x35) cm² du 4^{éme} étage au 6^{éme} étage

- **Pour (45x45) cm²**
  - Min (45x45) = 45≥ 25 cm……CV
  - Min (45x45) =45≥ $290/20$ = 14.5 ……..CV

- 1/4≤45/45≤4 = 1≤4……..CV

➢ **Pour (40x40) cm²**

- Min (40x40) = 40≥25 cm²…….CV
- Min (40x40) = 40≥ $290/20$=14.5……..CV
- 1/4≤40/40≤4 = 1 ≤ 4**(section carrée)** …….CV

➢ **Pour (35x35) cm²**

- Min (35x35) = 35≥25cm ……. CV
- Min (35x35) = 35≥ $290/20$ =14.5……..CV
- 1/4≤35/35≤4= **1** ≤ 4 **(section carrée) ……**CV

Conclusion

Les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA99 (Modifié en 2003).

❖ **Vérification au flambement**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Afin d'éviter tout risque de flambement des poteaux dû à l'effort normal axial, il faut que la condition suivante doit être respectée :

i : Rayon de giration.

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

Avec : λ : élancement de poteau .

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

$L_f = 0.7\ I_0$

L_f : Longueur de flambement d'un poteau (Art B.8.3.3, BAEL 91)

I_0 : Longueur libre de poteau

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

$\lambda = \frac{0.7\ I_0\sqrt{12}}{b}$ = 2.4248 l0/ b

- Pour (RDC, 1er étage) poteaux45x45 ;I_0= 3.10-40 = 2.70m avec : b = 45cm ; λ =14.55$<$ 50
- Pour le(2eme , 3eme, 4eme) poteaux 40x40 ; I_0=2.70; λ=16.37<50
- Pour le(5eme, 6eme,) poteaux 35x35 ; I_0=2.70 ; λ =18.71<50

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables. Donc pas de risque de flambement

CONCLUSION

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de Pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Hauteur du plancher en corps creux ht = 20cm (16+4)

Epaisseur des voiles a = 15cm

- Sections des poutres

Poutre principale (40 30) cm²

Poutre secondaire (30 30) cm²

- Sections des poteaux

RDC et 1er étage (45*45) cm²

2éme et 3eme et 4éme étage (40*40) cm²

5éme et 6éme étage (35*35) cm²

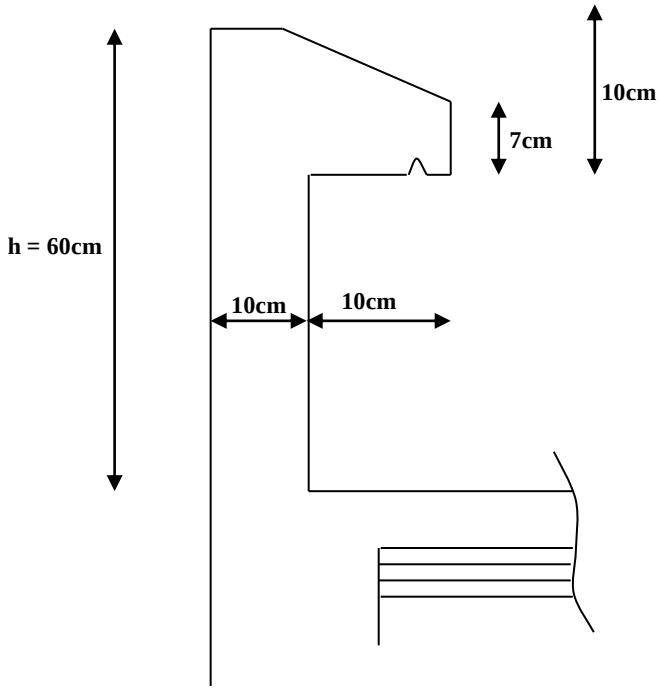
Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE III :

Calcul des éléments

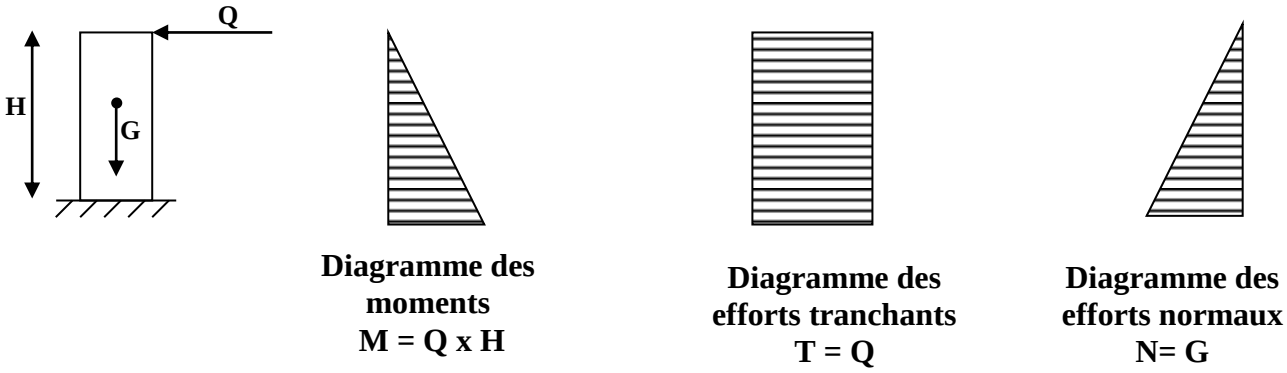
III.1. L'acrotère

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral Q dû à la main courante engendrant en un mouvement de renversions M dans le section d'encastrement. Le ferraillage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.



FigIII-1-1 Coupe verticale de l'acrotère.

a) Schéma statique



FigIII-1-2 Diagrammes des efforts internes.

III.1.1) Calcul des efforts

- Effort normal dû au poids propre

$G = \rho \times S$

Avec :

S= (0.6 × 0.1) + (0.07 × 0.1) + (0.03 × 0.1/2) = 0.068 m^2

Donc : $G = \rho \times S$ =0.068 × 25=1.7 kN/ml

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- Surcharge d'exploitation : Q = 1KN/ml.
- **Moment de renversement M dû à la surcharge Q**

M = Q x H = 1x0, 6x1ml = 0,6KNm

- **Effort tranchant**

T = Qx1ml = 1 KN

- **Effort normal du au poids propre G**

N = Gx1ml = 1,7 KN

III.1.2) Combinaisons de charges

- **E L U** : La combinaison est 1,35 G + 1,50 Q

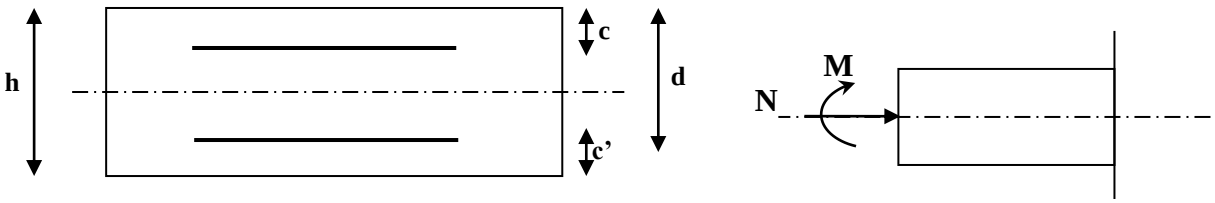
Effort normal de compression dû à G : Nu = 1,35 x G = 1,35 x 1,7 =2,295KN/ml
Moment de renversement dû à Q : Mu = 1,50 x MQ = 1,50 x 0,6 = 0,9 KN.m

- **E L S** : La combinaison est G +Q

Effort normal de compression : Ns = G = 1,7KN/ml
Moment de renversement : Ms = 0,6KN.m

III.1.3) Ferraillage:

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire (100x10) cm2 soumise à la flexion composée :



h : Epaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.
d = h – c : Hauteur utile
M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

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

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2.295} = 0,39m = 40cm$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm \qquad \Rightarrow \; e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. D'ou la section est partiellement comprimée. Donc elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composé. où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

- **Calcul en flexion simple**

Moment fictif

$M_f = M_u + N_u \times (h/2 - c)$
$M_f = 0.9 + 2.295 \times 0.02 = 0.9459$ KN.m.

Moment réduit

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,9459 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,01359 < 0,392$$

- **$\mu_b < \mu_l = 0.392$** $\Rightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{fe}{\gamma_b}} = \frac{0,9459 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,39cm^2$$

- **Calcul en flexion composée**

La section des armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,39 - \frac{2,26}{34,8} = 0,324\,cm^2$$

Avec : $\sigma_s = fe / \gamma_s = 400/1.15 = 348$ MPA

As=0.324cm^2

III.1.4) Vérification

III.1.4.1) Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité (de la section minimale);(Art.A.4.2.1/BAE91)

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

$$A_{min} = 0{,}23 b\,d\,\frac{ft_{28}}{fe} = 0{,}23 \times 100 \times 7 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}845\,\text{Cm}^2$$

Avec : fc28 = 0.6+0.06 ft28.

A_{min} = 0,845cm² > A= 0,325 cm². «Condition non vérifiée»

Conclusion

Les armatures calculées sont inférieures à A_{min}, donc on adoptera :

$A_s = A_{min}$ = 0,845cm²/ml

Soit A_s = 4HA8 = 2,01c1m²/ml avec un espacement de 20 cm

Armatures de répartition

$$Ar = \frac{A}{4} = \frac{2{,}01}{4} = 0{,}5\,\text{cm}^2$$

Soit : Ar= 4HA8 =2,01cm² avec un espacement S_t = 20cm.

❖ **Vérification au cisaillement**

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0{,}15\frac{fc_{28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa) = 2{,}5MPa\ .$$

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

Avec : $V_u = 1,5Q = 1,5x1 = 1,5KN$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{10^2 \times 70} = 0,214\,\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ 0,214 < 2.5 «Condition vérifiée»

Donc, il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/Art6.1,3)**

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$ =1,5x2,1 = 3,15MPa

$\tau_{se} = \dfrac{V_u}{0,9d \sum u_i}$ Avec : $\sum u_i$: Somme de périmètres utiles de barres.

$$\sum u_i = n\pi 0,8 = 4 \times \pi \times 0,8 = 10.05cm$$

$\tau_{se} = \dfrac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 70 \times 100.5} = 0,24MPa < \bar{\tau}_{se}$ «Condition vérifiée»

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$L_s = 40\,\Phi = 40x0,8 = 32cm.$

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

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est **La= 0.4 x 32 = 12.8cm**

On prend La=15cm

- **Espacement des barres : (BAEL91 Art 8.2.42) p99.**

Armatures principales: St max=25cm<min {3h ; 33cm}=30cm

→ Condition vérifiée.

Armatures de répartitions : St max=25cm<min {4h ; 45cm}=40cm

→ Condition vérifiée.

III.1.4.2 Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable:

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\left[\frac{2}{3} fe \ , \quad 110\sqrt{\eta\, f_{tj}}\right)\right]$$

Avec : η =1.6 coefficient de fissuration

- $\bar{\sigma}_s t = \min[226{,}67 \ , \quad 201{,}63)] = 201{,}63$ MPA

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 d A_S}$$

On : $\rho_1 = \dfrac{100 A_S}{b.d} = \dfrac{100 \times 2{,}51}{100 \times 7} = 0{,}358 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}914$

$\Rightarrow \alpha = 3(1-\beta) = 3(1\text{-}0.914) = 0{,}258$

$\Rightarrow K = \dfrac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \dfrac{0{,}258}{15(1-0{,}258)} = 0{,}023$

$\sigma_s = \dfrac{M_S}{\beta_1 d A_S} = \dfrac{0{,}6 \times 1000}{0{,}914 \times 7 \times 2{,}51} = 37{,}36$ MPa

- **Dans le béton**

  On doit vérifier que : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

  $\sigma_b = K.\sigma_s = 0{,}023 \times 37{,}36 = 0{,}859$ MPA

$\Rightarrow \sigma_b = 0{,}859 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, fc_{28} = 0{,}6 \times 25 = 15$MPa. «Condition vérifiée»

- **Dans les aciers**

  On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

σ_s =37,36MPa

$\bar{\sigma}_s$ =201,63MPa $\Longrightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s$ «Condition vérifiée»

- **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)**

$\tau_u = \dfrac{V_u}{b.d}$ Avec : $V_u = 1,5Q = 1,5KN$

$\tau_u = \dfrac{1,5.10^3}{1000 \times 70} = 0,0214\,\text{MPa}$

$\tau_u = \min \; 0,15\dfrac{f_{c28}}{\gamma_b} \; ; \; 4MPa$

$\tau_u = \min \; 0,15\dfrac{25}{1.5} \; ; \; 4MPa \; = 2,5\,\text{MPa}$

$\tau_u = 0,0214MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa$ «Condition vérifiée»

- **Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)**

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$F_p = 4.A.Cp.Wp$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableaux **(4-1) du RPA99** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

(Zone II_a, groupe d'usage 2) (A = 0,15)

Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Wp : Poids de l'élément considéré = 1,675KN/ml

$Fp = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804$ KN < Q = 1KN

«Condition vérifiée» **.**

La force horizontale Fp agissant sur l'acrotère est inférieure à la force de la main courante.

III-2- Planchers

Les plancher de notre bâtiment sont constitués de corps creux reposant sur des poutrelles qui seront disposées selon la petite portée (dans le sens longitudinal) avec un espacement de 65cm et d'une dalle de compression le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur du plancher .

III-2-1- Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4 cm"d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TLA 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles)
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles)

❖ **Calcul des armatures**

L_a : Longueur de l'hourdis

L : Entre axe des poutrelles ($50\ cm \leq L \leq 80\ cm$)

➢ **Armatures perpendiculaire aux nervures**

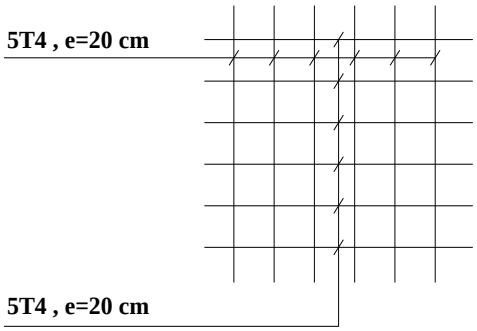
$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{fe} = \frac{4 \times 65}{520} = 0{,}5\ cm^2 / ml$$

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0{,}63\ cm^2 / ml$ avec un espacement $S_t = 20$ cm

➢ **Armatures // aux nervures**

$$A^{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0{,}63}{2} = 0{,}315\ cm^2 / ml$$

Soit :$A^{//}$=5T4=0,63cm^2 avec un espacement : $S_t = 20$ cm



FigIII.2.1: Ferraillage de la dalle de compression

III-2-2- Calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est assimilée à une poutre reposant sur deux appuis, soumise aux sollicitations suivantes :

- **Poids propre de la poutrelle :**

$G_1 = 0{,}12 \times 0{,}04 \times 25 = 0{,}12\ KN/ml$

- **Poids du corps creux :**

$G_2 = 0{,}65 \times 0{,}95 \times 25 = 0{,}62\ KN/ml$

- **Poids totale :**

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

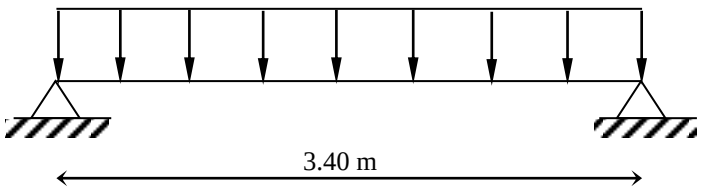
- **Surcharge de l'ouvrier** : Q = 1 KN/ ml

➢ **Calcul à L'ELU**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

- Combinaison de charges :

$q_u = 1{,}35.G + 1{,}5.Q = (1{,}35 \times 0{,}74) + (1{,}5 \times 1) = 2{,}5\ KN/ml$



FigIII.2.2 : Schéma statique de la poutrelle

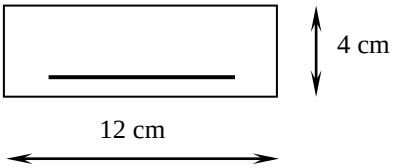
- Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \times \frac{\ell^2}{8} = 2{,}5 \times \frac{(3.40)^2}{8} = 3{,}61 KN.m$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$T_u = q_u * l/2 = 2.5*3.40/2 = 4.25$ KN

- **Ferraillage**



Soit : c =2 cm

d: La hauteur utile (d = h-c = 4-2 = 2 cm)

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.61 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14,2} = 5.30$$

$\mu_b > \mu_r = 0,392$ → La section est doublement armée

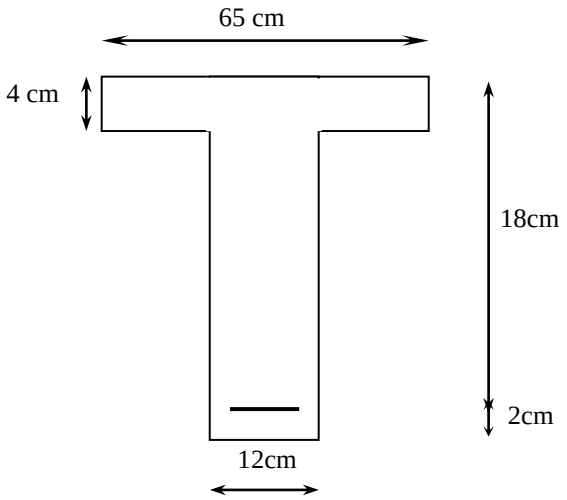
Conclusion

La section de la poutrelle est petite, par conséquent on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des était intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne seront pas nécessaires.

Etape2 : Après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partialement par ces deux extrémités .elle aura une section en T et sera soumise aux charge suivantes ; qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles :

a- Dimensionnement de la poutrelle



h = 16+4 cm, hauteur de la poutrelle

h_0 = 4 cm, hauteur de la dalle de compression

b_0 = 12 cm, largeur de la nervure

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0\right)$$

L_0 : Distance entre deux poutrelles

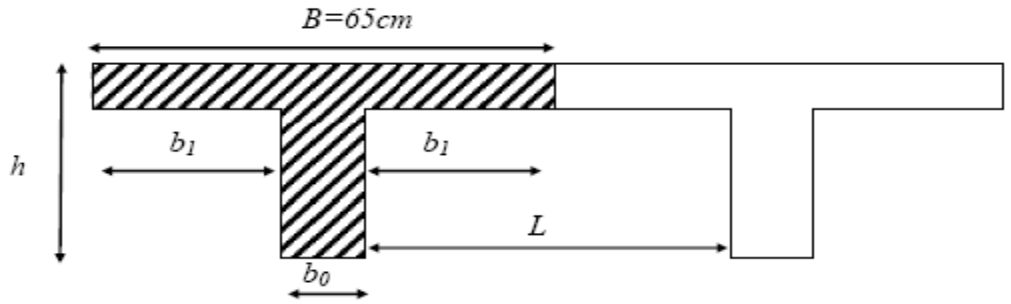
L_0 = 65-12 = 53 cm

L : Largeur de la plus grande travée

L = 3,15 m

D'ou : $b_1 \leq \min(26,5 ; 31,5 ; 32) \Rightarrow b_1 = 26,5$

b = $2b_1+b_0$ = 2×26,5 + 12 = 65 cm



b-Charges et surcharges

La dalle supporte :

On prend le cas le plus défavorable : plancher terrasse.

- Poids propre du plancher : $G = 5.68 \times 0{,}65 = 3{,}69\, KN/ml$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1{,}5 \times 0{,}65 = 0{,}97\ KN/ml$

$q_u = 1{,}35.G + 1{,}5.Q = (1{,}35 \times 3{,}69) + (1{,}5 \times 0{,}97)$

$q_u = 6{,}44\, KN/ml$

➢ ***Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants***

La détermination des moments et des efforts tranchants 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 de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis a partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des Moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée

C- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (Article B.62,210/BAEL91modifié 99)

H_1 : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2

$Q \leq \max\ (2G\ ;\ 5KN/ml)$

$2.G = 2 \times 3{,}69 = 7.38\ KN/ml$

$Q = 1{,}5 \leq \max\ (7.38;\ 5) = 7.38\, KN/ml$

⇒ **La condition est vérifiée**

H_2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées

⟹ **La condition est vérifiée**

h3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1{,}25$$

$$\frac{L_4}{L_5} = \frac{2.40}{3.40} = 0.71 \ ,$$

⇒ **Condition non vérifiée**

4) La fissuration est non préjudiciable «Condition vérifiée»

⟹ Compte tenu de La non satisfaction de l'hypothèse H_3, on conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Pour cela on doit appliquer une méthode exacte.

- Méthode des trois moments :

  - Exposé de la méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur L'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives « li » et « li+1 ».

-Chaque travée est étudiée indépendamment.

d- Rappel sur la méthode des trois moments

- **Moment aux appuis :**

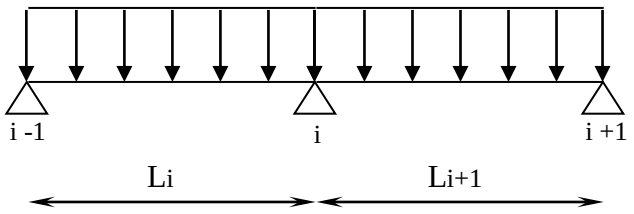
$$M_{i\text{-}1}\frac{L_i}{I_{i\text{-}1}} + 2M_i\left(\frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}}\right) + M_{i+1}\frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = \text{-}6E\left(W_i^g + W_i^d\right)$$

Avec : $W_i^g = Q_i \dfrac{L_i^3}{24EI_i}$

$$W_i^d = Q_{i+1}\frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$

W_i^g , W_i^d respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i

$M_{i\text{-}1}$, M_i ,M_{i+1} sont les moments aux appuis, i-1, i , i+1 respectivement



- **Moment en travées**

$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} X$ → Moment à l'abscisse X de la travée (i+1)

$\mu(X) = q.\frac{L_{i+1}}{2}.X - q.\frac{X^2}{2}$

M(X) prend la valeur maximale quand T(X) = 0 c'est-à-dire

$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.L_{i+1}}$

- **Efforts tranchants :**

$T(X) = \frac{d\ M(X)}{dX} = \frac{q.L_{i+1}}{2} - q.X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Pour X = i → $T(i) = \frac{q.L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Pour X = i +1 → $T(i+1) = \frac{-\ q.L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

d-1- Calcul à L'ELU :

- **Calcul des efforts :**

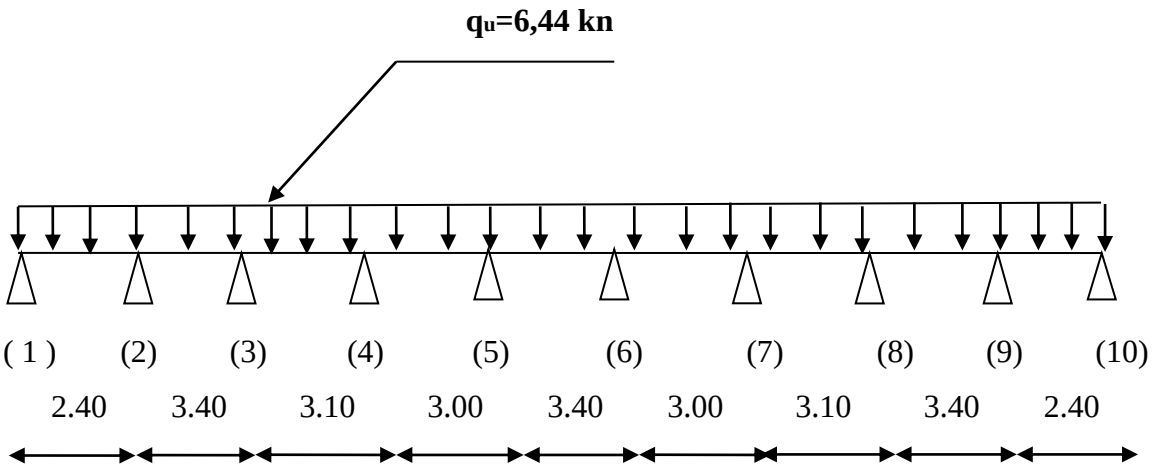


Schéma statique de la poutrelle.

- Moments aux appuis :

I= 1 $4{,}8M_1 + 2{,}4M_2 = -22{,}26KNm$

I= 2 $2{,}40\ M_1 + \ 11{,}60\ M_2 + 3{,}40M_3 = -85{,}54KNm$

I= 3 $3{,}40M_2 + 13{,}00M_3 + 3{,}10M_4 = -111{,}24$KNm

I= 4 $3{,}10M_3 + 12{,}20M_4 + 3{,}00M_5 = -91{,}43$KNm

I= 5 $3{,}00M_4 + 12{,}80M_5 + 3{,}40M_6 = -106{,}75$KNm

I= 6 $3{,}40M_5 + 12{,}80M_6 + 3{,}00M_7 = -106{,}75$KNm

I= 7 $3{,}00M_6 + 12{,}20M_7 + 3{,}10M_8 =$ -91,43KNm

I= 8 $3{,}10M_7 + 13{,}00M_8 + 3{,}40M_9 = -111{,}24$KNm

I= 9 $3{,}40M_8 + 11{,}60M_9 + 2{,}40M_{10} = -85{,}54\ KNm$

I= 10 $2{,}40M_9 + 4{,}80M_{10} = -22{,}26$KN

Les équations sous la forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} 4.8 & 2.4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2.4 & 11.6 & 3.4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3.4 & 13 & 3.1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3.1 & 12.2 & 3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3. & 12.8 & 3.4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3.4 & 12.8 & 3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3 & 12.2 & 3.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.1 & 13 & 3.4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.4 & 11.6 & 2.4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.4 & 4.8 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} m1 \\ m2 \\ m3 \\ m4 \\ m5 \\ m6 \\ m7 \\ m8 \\ m9 \\ m10 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -22.26 \\ -85.54 \\ -111.24 \\ -91.43 \\ -106.75 \\ -106.75 \\ -91.43 \\ -111.24 \\ -85.24 \\ -22.26 \end{Bmatrix}$$

La résolution du système d'équations par le logiciel matlab nous donne :

$M_1 = -0{,}81 KNm$

$M_2 = -5{,}40 KNm$

$M_3 = -6{,}15 KNm$

$M_4 = -4{,}15 KNm$

$M_5 = -5{,}84 KNm$

$M_6 = -5{,}72 KNm$

$M_7 = -4{,}52 KNm$

$M_8 = -6{,}12 KNm$

$M_9 = -5{,}15 KNm$

$M_{10} = -2{,}06 KNm$

- **Aux appuis :**

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, pour cela on réduit les moments sur appui de ⅓ des valeurs trouvées ainsi qu'on augmente les moments en travée de ⅓ des valeurs trouvées, de plus on considère un semi encastrement aux niveau des appuis de rive.

On aura donc :

$M_1 = -0{,}54 KNm$

$M_2 = -3{,}60 KNm$

$M_3 = -4{,}10 KNm$

$M_4 = -2{,}77 KNm$

$M_5 = -3{,}89 KNm$

$M_6 = -3{,}81 KNm$

$M_7 = -3{,}02 KNm$

$M_8 = -4{,}08 KNm$

$M_9 = -3{,}43\ KNm$

$M_{10} = -1{,}37 KNm$

→ Pour le calcul de l'effort tranchant on utilise les relations suivantes :

$$T(X) = \frac{d\,M(X)}{dX} - q.X + \frac{M_{I+1} - M_I}{l_i}$$

Pour X = i ⟶ $T(e) = \boldsymbol{q}\frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Pour X = i +1 ⟶ $T(w) = -\boldsymbol{q}\frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

→ pour le calcul des moments en travées on utilise la formule suivante :

$$\mathbf{M(X)} = \frac{q.L.x}{2} - q\frac{X^2}{2} + M_i \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + \frac{M_{i+1} \times X}{L_i}$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est : $x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qu \times L_i}$

Les calculs des efforts tranchants ainsi que les moments max en travées, sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	L (m)	M_W (KNm)	M_e(KNm)	T_w (KN)	T_e (KN)	X (m)	M_t(KNm)
1-2	2,40	0,54	3,60	-9,003	6,453	1,00	2,693
2-3	3,40	3,60	4,10	-11,095	10,801	1,68	5,457
3-4	3,10	4,10	2,77	-9 ,553	10,411	1,62	4,315
4-5	3,00	2,77	3,89	-10,033	9,287	1,44	4,022
5-6	3,40	3,89	3,81	-10,924	10,972	1,70	4,456
6-7	3,00	3,81	3,02	-9,397	9,923	1,54	3,835
7-8	3,10	3,02	4.08	-10,324	9,640	1,50	4,195
8-9	3,40	4,08	3,43	-10,757	11,14	1,73	5,554
9-10	2,40	3 ,43	1,37	-6,870	8,586	1.33	2,294

III.2.3 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants :

- **Moments fléchissant**

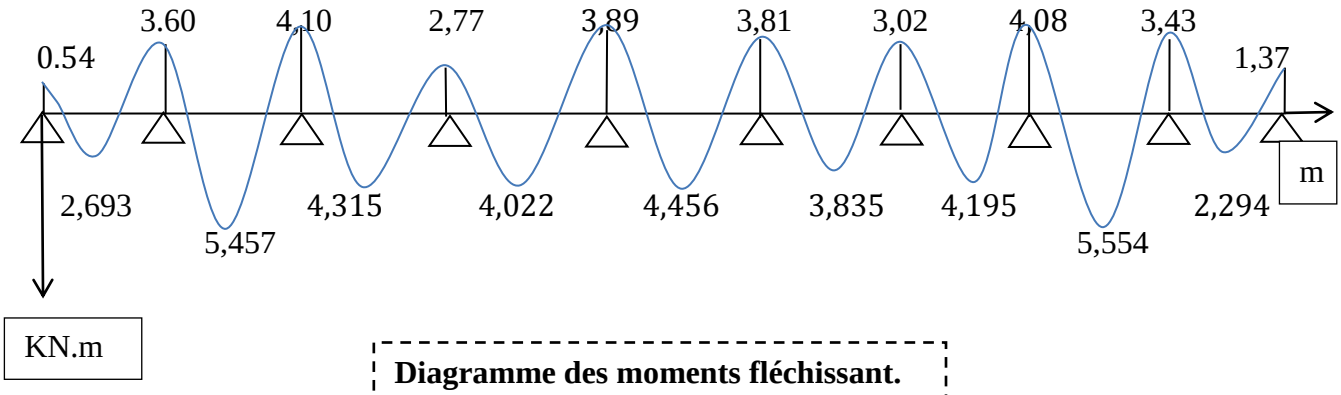


Diagramme des moments fléchissant.

- **Efforts tranchants :**

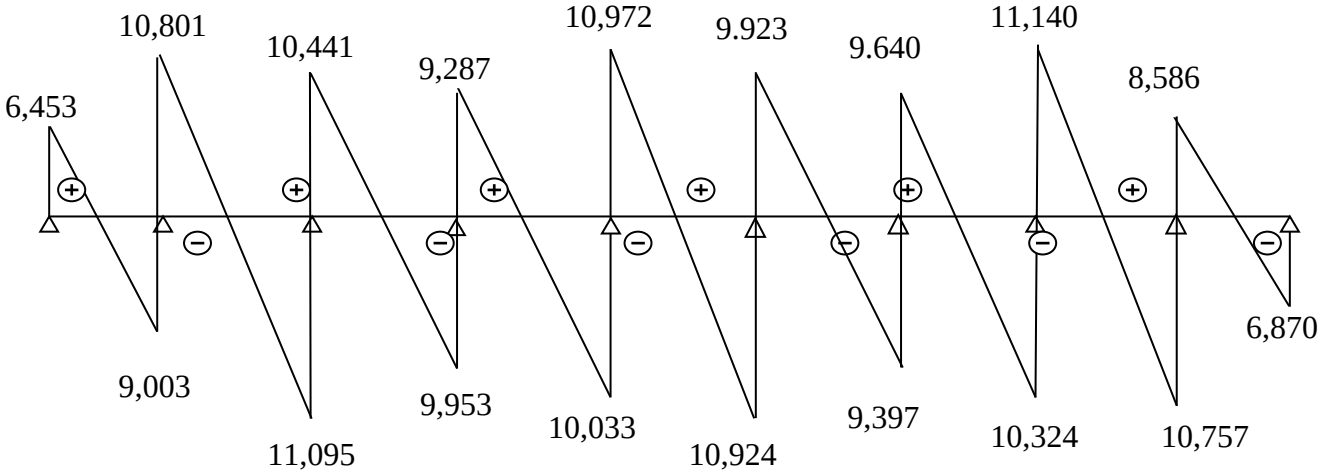


Diagramme des efforts tranchant.

.

III.2.4 Calcul des armatures

III.2.4.1 Calcul des armatures à l'ELU

1-Armatures longitudinales :

- **En travées :**

Le moment maximal en travée

M^{t}_{max} = 5,554 KN m

- Position de l'axe neutre :

Si : Mt max > Mtab ⟶ l'A. N est dans la nervure.

Si : Mt max < Mtab ⟶ l'A.N est dans la table de compression.

Mtab : le moment équilibré par la table de compression.

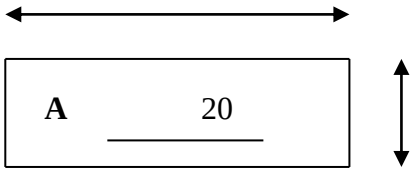
Mtab= b x ho x (d - ho/2) f_{bu}= 65 x 4 x $\left(18-\frac{4}{2}\right)$x 14,2 × 10^{-3}=59,072 KN.M

$M = 59{,}072\ KN.m$

$M^{t}_{max} = 5.554 KNm < M = 59{,}072 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b,h) avec : b_0=65 cm, h= 20cm

65



$$\mu = \frac{M^{t}_{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5{,}554 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14{,}2} = 0{,}019$$

$\mu = 0{,}019 < 0{,}392 \rightarrow S.S.A$

$\mu = 0{,}019 \rightarrow \beta = 0{,}9905$

$$A_{st} = \frac{M^{t}_{max}}{\beta \times d \times \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{5{,}554 \times 10^3}{0{,}9905 \times 18 \times 348} = 0.895 cm^2$$

Soit: A_{st} = 3HA10 = 2,35 cm^2

- **Aux appuis :**

Le moment maximal aux appuis

$M_a^{max} = 4{,}10 KN.m$

La table de compression se trouve dans la partie tendue de la section, donc on fait le calcul pour une section rectangulaire (b_0×h).

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4{,}10 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14{,}2} = 0{,}0743 < 0{,}392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0{,}0743 \rightarrow \beta = 0{,}962$$

$$A^a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{4{,}10 \times 10^3}{0{,}962 \times 18 \times 348} = 0{,}680\ cm^2$$

Soit : A^a = 2HA10 = 1,57 cm^2

Soit : 1HA10 filant qui se prolonge.

2- Armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$Q_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b_0}{10}\ ;\ \theta_\ell^{\max}\right\} = \min\left\{\frac{20}{35}\ ;\ \frac{12}{10}\ ;\ 1\right\} = 0{,}57 \text{ cm}$$

$\theta_\ell^{\max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre Ø6 avec $A_{t.}$ = 2HA6 = 0,67 cm^2

3- L'espacement entre cadre :

$$St \leq \min(0{,}9d\ ;\ 40\ cm) = \min(0{,}9 \times 18\ ;\ 40\ cm) = 16{,}2\ cm$$

Soit un espacement St = 16 cm

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$(A_t \times f_e) / (b_0 \times S_t) \geq 0.4$MPa ;(0.57×235) / (12×16) = 0.697 > 0.4MPa (condition vérifiée)

Donc: s_t = 16cm

III.2.4.2 Vérification a l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité(BAEL91/ArtA.4.2.1).**

$$A_{\min} = \frac{0{,}23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{fe} = \frac{0{,}23 \times 12 \times 18 \times 2{,}1}{400} = 0{,}26\ cm^2$$

- **En travée:** $A_t = 2{,}35 cm^2 > 0{,}26\ cm^2$ «Condition vérifiée»
- **Aux appuis:** $A_a = 1{,}57 cm^2 > 0{,}26\ cm^2$ «Condition vérifiée»

⟹ La condition de non pragilité de béton est verifiée.

- **Vérification au cisaillement(BAEL 91/Art 5.1,211)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \dfrac{T_{\max}}{b_0 \times d} \leq \tau_u$

Avec :T max=11,14 KN

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{11{,}14 \times 10}{18 \times 12} = 0{,}516\ MPa$$

Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = \min(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_d}\ ;\ 5\ MPa) = 3{,}33\ MPa$$

$\tau_u = 0{,}516\ MPa < \overline{\tau}_u = 3{,}33$ «Condition vérifiée»

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL91/ Art 5.3,313)**

On doit vérifier que: $T_{\max} \leq 0{,}4 \times \dfrac{f_{c28}}{\gamma_d} \times a \times b_0$

Avec:

A = 0,9.d: Longueur d'appui de la bielle

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

$T_{\max} = 11{,}14\ KN < 129{,}6\ KN$ «Condition vérifiée»

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures (BAEL91/ Art 5.4,313)**
  - **Au niveau de l'appui intermédiaire**

$$A_a \geq \frac{T_u + \frac{M_u}{0{,}9d}}{\sigma_s}$$

$$\frac{M_u}{0{,}9d} = \frac{4{,}10}{0{,}9 \times 18 \times 10^{2}} = 32{,}47\ KN$$

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0{,}9d} = 11{,}14 - 32{,}47 = -19{,}9 < 0$$

$\Rightarrow$ Les armatures longitudinales inférieures suplémentaire ne sont pas nécessaire

- **Vérification de l'adhérence aux appuis : (BAEL91/ Art 6.1,3):**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0{,}9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 2 \times 3{,}14 \times 1{,}0 = 6{,}28 cm$$

$$\tau_{se} = \frac{11{,}14 \times 10}{0{,}9 \times 18 \times 6{,}28} = 1{,}095 MPa$$

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$ «Condition vérifiée»

L' adérance aux appuis est verifiée

- **Calcul des ancrages(BAEL91/ Art 6.1,21)**

La longueur de l'ancrage droit nécessaire :

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 :

$L_s = \dfrac{\varphi \times fe}{4 \times \overline{\tau}_s}$ Avec : $\overline{\tau}_s = 0{,}6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$

$\psi_s = 1{,}5 \quad (HA)$ $\overline{\tau}_s = 2{,}835 MPa$

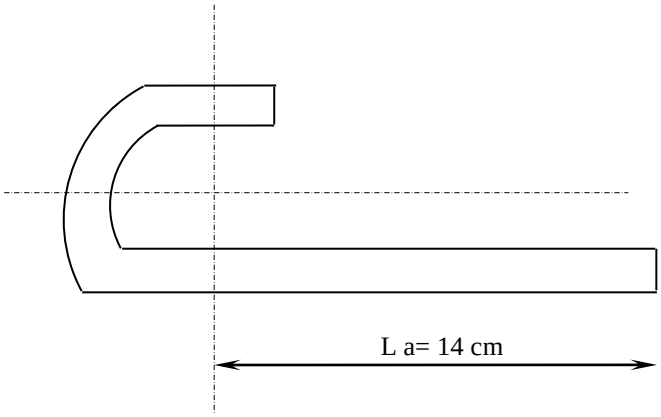
$\dfrac{L_s}{\varphi} = 35{,}27$ pour $f_{c28} = 25$ MPa et Fe400

Pour $\varphi = 10\ mm$, $L_s = 35 cm$

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) 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

et $L_c = 0{,}4\ L_s = 14\ cm$

L_a : Longueur hors crochets normaux adoptés



III.2.4.3 Vérification à L'ELS

Les vérifications à L'ELS concernent :

- l'etat limite de résistance à la compression du béton.
- l'etat limite de déformation.
- l'etat limite d'ouvertures des fissures.

Lorsque la charge est la mêmes sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient q_s/q_u

q_s= G+Q = 3, 69+0, 97 =4,66 KN/ml.

q_u = 6,44 KN/ml

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,66}{6,44} = 0,72$$

- **Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants :**

  - **Moments fléchissant :**

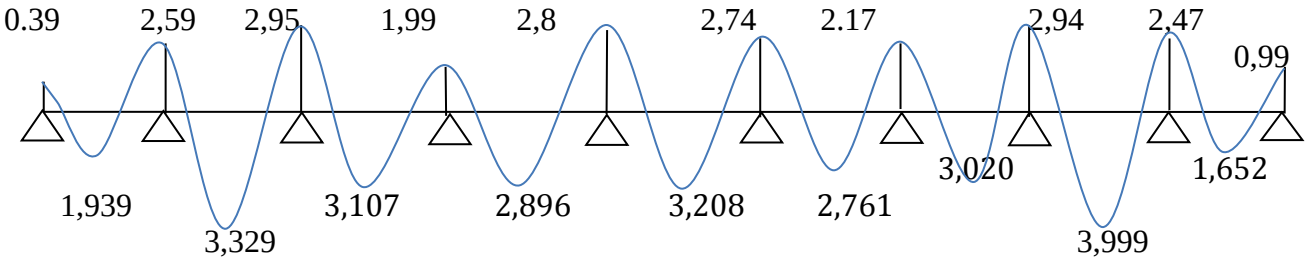


Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

❖ **Efforts tranchant**

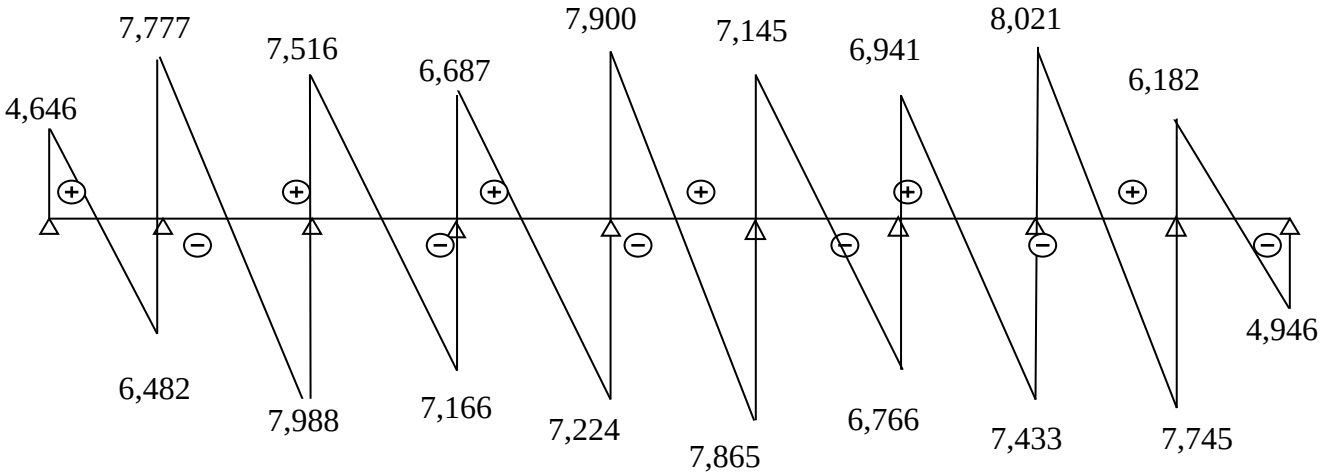


Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

- Moments fléchissant:

-Sur appuis: Ma max = 0.72 x 5.554 = 3,999 KN.m.

-En travées: Mt max= 0.72 x4.10 = 2.952KN.m.

- Efforts tranchants:

Vs max = 0.72 x11,14=8,021 KN

❖ **Vérification de la résistance à la compression du béton**

1- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0{,}727 \Rightarrow \begin{array}{l} \beta_1 = 0{,}8765 \\ K_1 = 25{,}485 \end{array}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{sh}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec $M_a^{sh} = 2{,}952 \ KN.m$

$$\sigma_s = \frac{2{,}952 \times 10^3}{0{,}8765 \times 18 \times 1{,}57} = 119{,}18 MPa$$

La contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \ MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{25.485} \times 119,18 = 4,68 \ MPa$$

$\sigma_{bc} = 4,68 MPa \leq 15 \ MPa$ «Condition vérifiée»

2- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \Rightarrow \ par \text{int} erpolation$$

$$\begin{cases} \beta_1 = 0,8563 \\ K_1 = 19,80 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{sh}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_t^{sh} = 3,999 \ KN.m$

$$\sigma_s = \frac{3,999 \times 10^3}{0,8563 \times 18 \times 2,35} = 110,40 \ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{19,80} \times 110,40 = 5,576 MPa$$

$\sigma_{bc} = 5,576 MPa \leq 15 \ MPa$ «Condition vérifiée»

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99/Art B.4.5, 9).**

Nous avons une fissuration non préjudiciable $\Rightarrow$ aucune vérification n'est nécessaire

- **Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.8, 424).**

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

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites.

1) $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$

2) $\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$

3) $\frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{4,2}{fe}$

Avec : h : La hauteur total de la section

L : Langueur de la travée

B_0 : Largeur de la nervure

M_t : moment de flexion maximal

M_0 : moment isostatique

F_e : contrainte limite d'élasticité

A_s : section des armatures

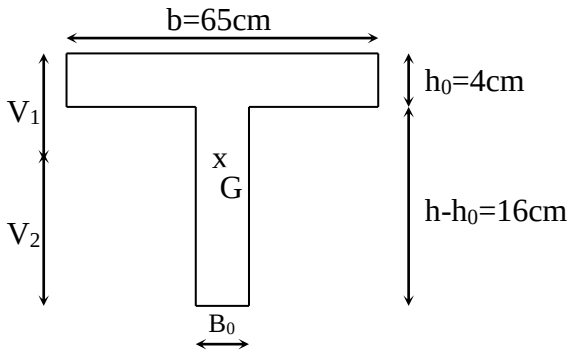
- $\frac{h}{L} = \frac{20}{315} = 0,0635 > \frac{1}{16} = 0,0625$ ⟹ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{l} = 0,0635 < \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0} = \frac{3,999}{10 \times 3,999} = 0,10$ ⟹ Condition non vérifiée.

⟹ Le calcul de la flèche est nécessaire

III.2.4.4 Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91 modifié99)

a) $f_v = \frac{M_t^{ser}\, l^2}{10\, E_v\, If_v} \leq \frac{L}{500}$

b) $f_i = \frac{M_s\, l^2}{10\, E_i\, If_i} \leq \frac{L}{500}$



Ev : module de déformation différée

Ifv : moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

Aire de la section homogénéisée :

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

$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12).\ 4 + 15 \times 2,35 = 487,25cm^2$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65-12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 2{,}35 \times 18 = 3458{,}5cm^2$$

B0 : aire de la section homogène
S xx : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité

At : section des armatures tendues

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3458{,}5}{487{,}25} = 7{,}10cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7{,}1 = 12{,}90cm$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 * \frac{h_0^2}{12} + (b - b_0)(V - \frac{h_0}{2})^2 * h_0 + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7{,}10^3 + 12{,}90^3) + (65-12)4 * \frac{4^2}{12} + (65-12) * (7{,}10 - \frac{4}{2})^2 * 4 + 15 * 2{,}35(12{,}90 - 2)^2$$

$$= 20003{,}24cm^4$$

$$I_0 = 20003{,}24cm^4$$

Avec :
A : Section d'armatures tendues.
B0 : Section du béton.
S/XX : Moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section

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

$$\rho = \frac{A_s}{b*d} = \frac{2.35}{12*18} = 0.0109 \longrightarrow \beta = 0.985$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta . d . A_t} = \frac{3.999}{0.985 * 18 * 2.35} = 95.98\ MPA$$

❖ Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\ell(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{0{,}0109 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 3{,}78$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1{,}512$$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\ell\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}0109 \times 95.98 + 2{,}1} = 0{,}415$$

$$If_i = \frac{1{,}1 I_0}{1+\lambda_i\,\mu} = \frac{1{,}1\times 20003{,}24}{1+3{,}78\times 0{,}415} = 8566.03cm^4$$

$$If_v = \frac{1{,}1 I_0}{1+\lambda_v\,\mu} = \frac{1{,}1\times 20003.24}{1+1{,}512\times 0{,}415} = 13520{,}02cm^4$$

$$f_i = \frac{5{,}00\times(3{,}15)^2 10^7}{10\times 32164{,}2\times 8566.03} = 0{,}180 < \frac{L}{500} = 0{,}63cm$$

$$f_v = \frac{5{,}00\times(3{,}15)^2\times 10^7}{10\times 10818{,}87\times 13520.02} = 0{,}339 < \frac{L}{500} = 0{,}63cm$$

Donc la flèche est vérifiée= 0,339 cm ≤f = 0,63 cm ……Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Conclusion :
Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles du RDC seront ferraillées comme suit
Armatures longitudinales :
3HA10 pour le lit inférieur.
Le lit supérieur _ une barre de montage en HA 10 pour armatures supérieurs au appui 2HA10
Armatures transversales :
2 étriers en HA 6 tous le 10 cm.

III.3 Calcul des balcons

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine qui ont pour dimensions :
Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur h=1[m] en brique creuse de 10[cm] d'épaisseur.
Largeur : 1,40[m]

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$\frac{L}{10} \geq \frac{140}{10} = 14[cm]$$

Soit e = 15 [cm]

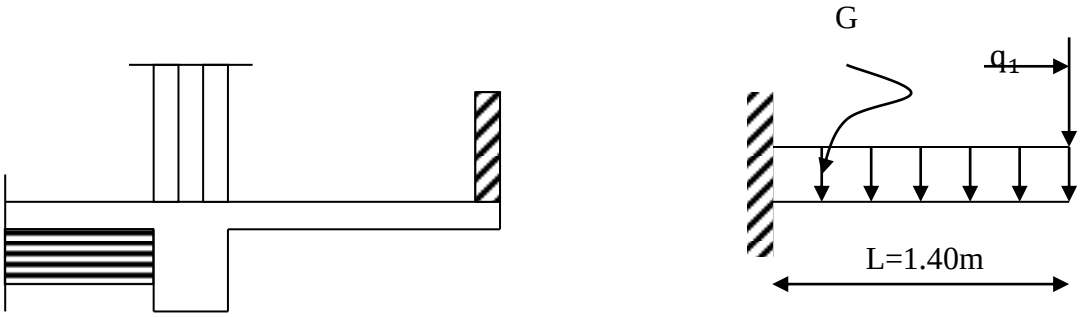


Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon

III.3.1- Détermination des charges et surcharges

Nous considérons une bande de 1[m]de balcon

a- Charges permanentes

- Charge G due à la dalle en béton arme …… G = 5,19[KN/ml].
  - Carrelage…….0.02x22=0.44KN/m2
  - Chape de mortier……0.02x22=0.44 KN/m2
  - Lit de sable..... 0.02x18=0.36KN/m2
  - Dalle pleine …….0.15x25=3.75 KN/m2
  - Enduit de plâtre……..0.02x10=0.2 KN/m2
  - **G1=5.19 KN/m^2**

b- charge concentrée

- Poids propre du garde corps..... .....g = 1.3 [KN/ml].

Poids de la brique : 0.1 × 9 = 0.9 KN/m2.

Poids de l'enduit PLATRE : 0.02 × 10 × 2 =0.4 KN/m2.

G1 = 1.3KN/m2

- Charge due à la main courante ……q = 1[KN/ml]**.**

c- surcharge d'exploitation

.Q=3,5 [KN/ml].

III.3.2) Calcul à l'état limite ultime

Le balcon travaille en flexion simple.

III.3.2.1 Combinaison de charges

A L'ELU

- Dalle: q_{u1}=1,35G+1,5Q=1,35x5,19+1,5x3,5=12,26[KN/ml];
- Garde corps: q_{u2}=1,35G_1=1,35x1,3=1.75 [KN/ml].
- Main courante : q_{u3} = 1.5x1 = 1,5 [KN/ml].

A l'ELS

- Dalle : q_{s1} = 5.19+3.5=8,69[KN/ml].
- Garde corps q_{s2} = 1,3[KN/ml].
- Main courante q_{s3} = 1[KN/ml].

III.3.2.2-Ferraillage

Il consiste à étudier une section rectangulaire (100x15) cm2 d'une bonde de 1m soumise à la flexion simple

- **Calcul du moment sollicitant**

$$Mu = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times 1$$

$$Mu = 12{,}26 \times \frac{1{,}40^2}{2} + 1{,}75 \times 1{,}40 + 1{,}5 \times 1$$

Mu = 15,96[KN.m]

- **Armatures principales**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.
fbu=14.2 MPa; σ_{st} =348MPa ; c=3cm ; d=12cm

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 fbu} = \frac{15.96x10^3}{100x12^2 x14,2} = 0,078 < 0,392$$

⟹ section simplement armée

$$\mu_u = 0,078 \Rightarrow \beta = 0,959$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,96x10^3}{0,959x12x348} = 3,98[cm^2]$$

Soit 5HA12 = 5,65 cm^2 avec un espacement S_t= 20[cm].

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41[cm^2]$$

Soit 4HA10 =3,14[cm^2] avec S_t=25[cm]

III.3.2.3-Vérification à l'ELU

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{min} \geq 0,23.\frac{2,1}{400}.(100).(12) = 1,45cm^2$$

$A = 5,65cm^2 > A_{min} = 1,45cm^2$ …..... la condition est vérifiée.

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

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

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

V_u =q_{u1} x l + q_{u2} =12.26 x 1,40+ 1,75 = 18,91 [KN].

Vu =18,91 KN.

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{18.91\times10^3}{1000\times120}$; Donc : τ_u = **0.157Mpa.**

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b\times d} \leq 0.07\times\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$ **……Les armatures transversales ne sont pas nécessaires√**

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

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

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

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

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

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

Calcul de τ_{se} :

- **Dans le sens yy**

$\sum U_i$ = 3,14x5x12 = 188,4mm

$\tau_{se} = \frac{18.91\times10^3}{0{,}9\times120\times188{,}4}$; donc : τ_{se} =0,93 Mpa.

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ ……**Pas de risque d'entrainement des barres√**

D° 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.

$L_s = \dfrac{1,2x400}{4x2,835} = 42,32$ cm ; On prend **L_s =45 cm.**

Vu que **l_s** dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A **;**

Donc : Lc = 18cm

E° Espacement des armatures

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

Armatures principales ⟶ $S_t < \min\{3h ; 33cm\}$

St=20 cm < 33 cm ... ... √

Armatures de répartition ⟶ $S_t < \min\{4h ; 45cm\}$

St=25 = cm 45 cm ... ... √

III.3.3.-Vérification à l'ELS

➢ Calcul du moment sollicitant

$$Ms = q_{S1} \times \frac{l^2}{2} + q_{S2} \times l + q_{S3} \times 1$$

$$Ms = 8,69 \times \frac{1,40^2}{2} + 1,3 \times 1,40 + 1 \times 1$$

Ms = 11,34 [KN.m]

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

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

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

- **Contrainte dans l'acier** :

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

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.90}{100 \times 13} \times 100 = 0.47$$

$\rho_1 = 0.47 \quad \Rightarrow k_1 = 33.08$ et $\beta_1 = 0.896$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.01 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 565} \quad ; \qquad \underline{\text{Donc}} : \sigma_{st} = \underline{\mathbf{49.55Mpa}}$$

$$\sigma_s = 49.55 \leq \overline{\sigma}_s = 348 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\sqrt{}$$

- **Contrainte dans le béton** :

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

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 0.6 \times 25$

$k_1 = \dfrac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_{st}}{k_1} = \dfrac{49.55}{33.08}$ Donc : $\sigma_{bc} = \underline{\mathbf{1.5Mpa}}$

$$\sigma_{bc} = 1.5 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\sqrt{}$$

C° 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 :

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

- $\frac{\square}{L} = \frac{15}{140} = 0{,}11$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$
- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{5{,}65}{100x12} = 0{,}0047$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}01$ $\qquad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e}$ ……**condition vérifiée**
- $\frac{\square}{L} = \frac{15}{140} = 0{,}11$
- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{11.34}{10.11.34} = 0{,}1$ $\qquad \frac{\square}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$……**condition vérifiée**

Conclusion

Les balcons seront ferraillés comme suit :

- **Armature principales : 5HA12 avec e=20 cm.**
- **Armatures répartition : 4HA10 avec e=25 cm.**

III.4 Port à faut

Dans notre, projet, nous disposons de port a faut réalisés en corps creux (16+4) coulés sur place alors, notre calcul se basera sur la détermination du ferraillage de la poutre de chaînage semi encastrée à ces deux extrémités.et on prendre la travée max dans notre calcul.

III.4.1 Etude de la poutre de chaînage :

La poutre de chainage est considérée comme une poutre continue avec un inertie constant et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.4.1.1-Redimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- ✓ *L'épaisseur :*

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

  $\frac{L}{15} = \frac{300}{15} = 220 \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{300}{10} = 30$ On adopte une hauteur h =30 cm

- ✓ *La largeur :*

  0.4h$\leq b \leq 0{,}7h$

  0.4h$= 12 \leq b \leq 0{,}7h = 21$ On adoptera une largeur b = 30 cm

Note :

L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré :

L =300cm.

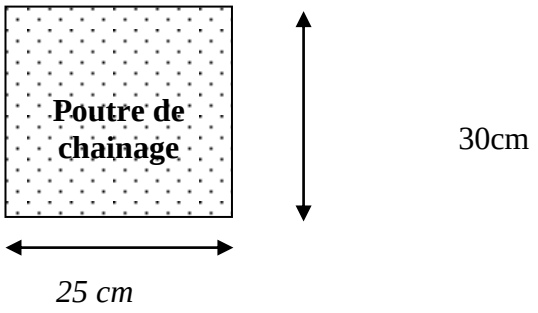


Fig III.4.1 schéma de la poutre de chainage

III.4.1.2 Evaluation des charges et surcharges :

a/Les charges permanentes

- *Poids propre de la poutre :* *0,25 .0.3 .25 =1.875 kN/ml*
- *Poids du mur (double cloison) : (3,06 -0.3)2.36 =6.514 kN/ml*
- *Poids du plancher :* $5{,}14x\frac{0.65}{2}$ *= 1.6705 Kn/ml*

G_t= *10.10* kn/ml.

b/La surcharge d'exploitation :

$$Q=1{,}5x\frac{0{,}65}{2} = \mathbf{0{,}487\ kn/ml.}$$

III.4.1.3 Combinaisons des charges

ELU : q_u =1,35G+ 1,5q= 1.35x10.10+1.5x0.487 =14.37 kn/ml.

ELS: q_s =G+ Q= 10.10+0.487 =10.59 kn/ml.

III.4.2 Etude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyé sur deux appuis.

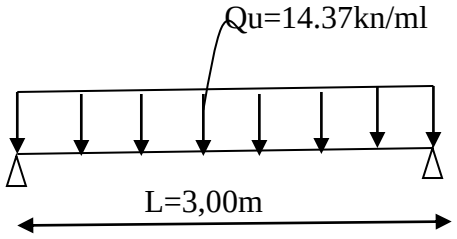


Fig III.4.2 : schéma statique de la poutre.

a).Calcul des moments

Afin de tenir compte des semi- encastrements aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

-En travée

M_t=0,85x14.37 $\frac{3.00^2}{8}$= 13,74 kn.m

-Aux appuis

M_a=0,3x14.37 $\frac{3^2}{8}$ = 4.85 kn.m

b) **Les réactions d'appuis**

R_A=R_B=$\frac{q_u\,L}{2}$ =$\frac{14.37x3.00}{2}$ = 21.56kn

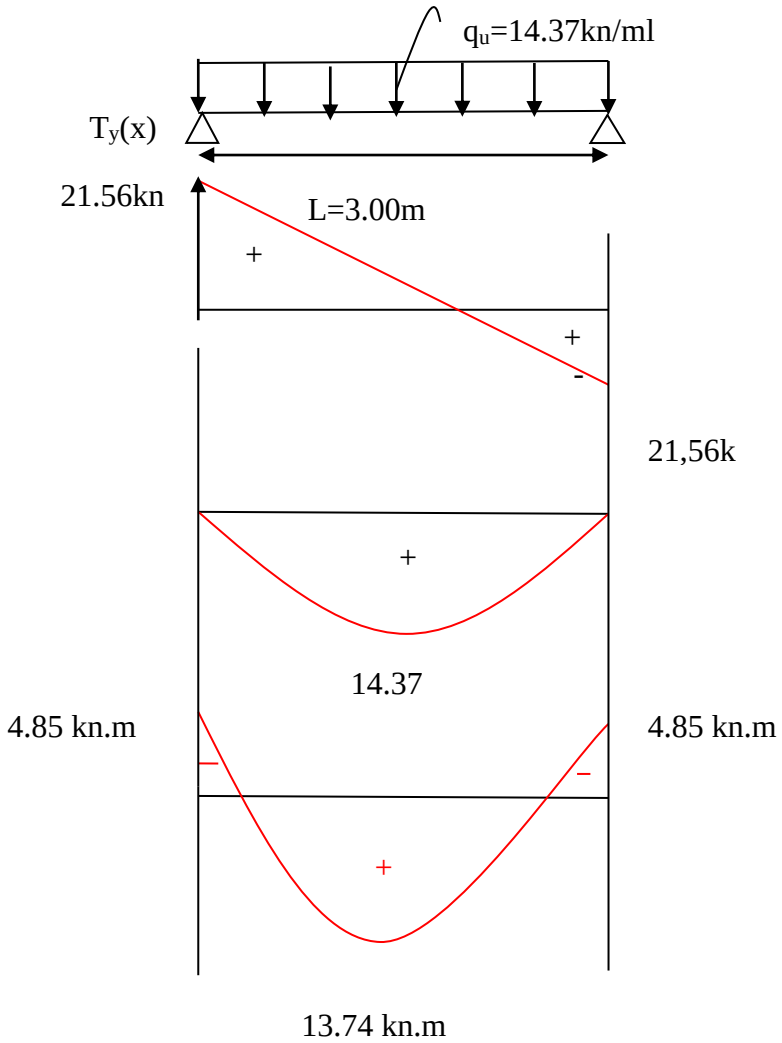


Fig III.4.3 : Diagramme des Efforts internes à l'ELU.

c).Calcul des armatures

-En travée

μ=$\frac{Mt}{bd^2 f_{bc}}$ = $\frac{13.74x\ 10^{+3}}{25x28^2x14,2}$ =0,05

μ =≤ μ_l = 0,392 ⇒ la section est simplement armée.

à partir des abaques, on a la valeur de β correspondant

μ = 0.05 → β =0,974

A_t=$\frac{M_t}{\beta d\sigma_{st}}$ = $\frac{13.74x10^{+3}}{0,974x28x348}$ = 1,45 cm^2

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

-Aux appuis

$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.85x\ 10^{+3}}{25x28^2x14,2}$ =0.017<0.393 section simplement armée.

à partir des abaques, on la valeur de β correspondant

$\mu = 0.017 \rightarrow$ β =0, 9915

$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.85x10^{+3}}{0,9915x28x348} = 0,502\ cm^2$

Choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2,35 cm²**

III.4.3 Vérification à ELU

❖ ***Condition de non fragilité***

$$A_{min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.25.28.\frac{2,1}{400} = 0.84cm^2.$$

$$\left.\begin{array}{l} A_{min} = 0.84\ cm^2 \\ A^a_{st} = 2.35\ cm^2 \\ A^t_{st} = 3.39\ cm^2 \end{array}\right\} \Rightarrow \left.\begin{array}{l} A^a_{st} \rangle\ A_{min} \\ \\ A^t_{st} \rangle\ A_{min} \end{array}\right\} \Rightarrow$$ **Condition vérifiée.**

❖ ***Vérification au cisaillement***

$\tau_U = \frac{T_U}{b.d}$ **Avec :** T_U =21,56 kn

$$\tau_U = \frac{21.56x10^{+3}}{250.280} = 0.308\,MPa.$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left\{\frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b};5Mpa\right\} = \min\ \{3.3\ ;\ 5\ Mpa\} = 3,30Mpa.$$

$$\left.\begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 3.3MPa. \\ \tau_U = 0,308MPa. \end{array}\right\} \Rightarrow \tau_U \prec \bar{\tau}_U. \Rightarrow$$ **Condition vérifiée**

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

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

$T_u = 21,56\ KN \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 420KN.$ $\Rightarrow$Condition vérifiée.

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

$$A_a = 3.39cm^2 \geq \frac{1,15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) = \frac{1,15}{400 \times 10^{+2}}\left(21.56 \times 10^{+3} + \frac{-4.85 \times 10^{+5}}{0,9 \times 28}\right) = 0.0665cm^2$$

$\Rightarrow$**Condition vérifiée**

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

- **Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)**

$\bar{\tau}_{Se} = \psi_S \cdot f_{t28}$ **Avec :** $\psi_S = 1{,}5$ pour les barres à haute adhérence (HA).

$\bar{\tau}_{Se} = 1{,}5.2{,}1 = 3{,}15 MPa$.

$\tau_{Se} = \dfrac{T_U}{0{,}9.d.\sum U_i}$ **Avec :** Σ U_i : Somme des périmètres utiles des barres.

Σ U_i = n.π.ϕ = 3.(3,14).10 = 94,20 mm

$\tau_{Se} = \dfrac{21{,}56.10^3}{0{,}9.280.94{,}20} = 0.908 MPa$.

$$\begin{cases} \tau_e = 0.908 MPa \\ \bar{\tau}_e = 3{,}15 MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_{Se} \prec \bar{\tau}_{Se} \Rightarrow$$ **Condition vérifiée.**

- ***Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement***

-Calcul des ancrages des barres : (*BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)*

$\overline{\tau_{su}} = 0{,}6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 MPa$

$L_s = \dfrac{f_e}{4\bar{\tau}_s}\Phi = 31.85\Phi cm$

Pour $\phi = 1{,}00$ cm $\Rightarrow L_s$ = 31.85x1.00=31.85 cm .

Pour $\phi = 1{,}2$ cm $\Rightarrow L_s$ = 31.85x1.2=38.22 cm .

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En travée : L_r = 0,4x L_s =0,4 x31.85 = 12.74cm.

En appui : L_r = 0 ,4x L_s=0,4 x 38.22 =15.28cm.

- ***Calcul des armatures transversales***

Diamètre : $\phi_t \le \min\left\{\dfrac{h_t}{35}; \dfrac{b}{10}; \phi_l\right\} \Leftrightarrow \phi_t \le \min\left(\dfrac{30}{35} = 0.857; \dfrac{25}{10} = 2.5; 1.2\right)$

En prend comme diamètre**: ϕ_t = 8 mm.**

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

$\mathbf{A}_t = 4\phi 8 = 2{,}01 cm^2$.

✓ ***Ecartement des armatures transversales :***

$S_t \le$ min (0,9d; 40 cm)⇒ $S_t \le$ min (0,9x28; 40 cm) = min (25.2, 40cm) =25cm

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$\dfrac{A_t f_e}{b S_t} > 0{,}4\ MPa \Rightarrow \dfrac{2.01x400}{25x25} = 1.286 MPa \Rightarrow$ **Condition vérifiée**.

✓ ***Espacement entre les barres :***

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

- **Sur appuis**

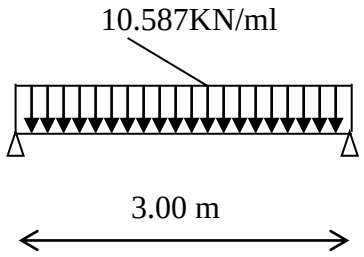
$$e \le \min\left\{\frac{h}{4};12\phi;30\right\} = \min\left(\frac{30}{4} = 7.5;12(1.2) = 12;30\right) \quad \Leftrightarrow \quad \textbf{Soit : e =S}_t\textbf{= 7 cm.}$$

- **En travée**

$$e \le \frac{h}{2} \quad \Leftrightarrow e \le \frac{30}{2} = 15\,cm. \qquad \Leftrightarrow \qquad \textbf{Soit : S}_t\textbf{ = 15 cm.}$$

III.4.4 Vérification à l'ELS :

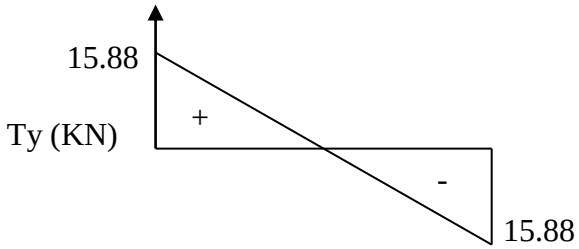
❖ ***calcul à l'ELS :***



q_s =G+ Q= 10.10+0,487 =10.587 kn/ml

a) Réaction aux appuis :

$R_A = R_B = \quad q_s \times \frac{l}{2} = 10.587x\frac{3,00}{2} = 15,88KN$



b) Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10.59x\frac{3,00^2}{8} = 11,91KN.m$$

En tenant compte de semi encastrement :

M_a =-0,3x11.91= -3.57 Kn.m .

M_t =0,85x11.91= 10.12 Kn.m .

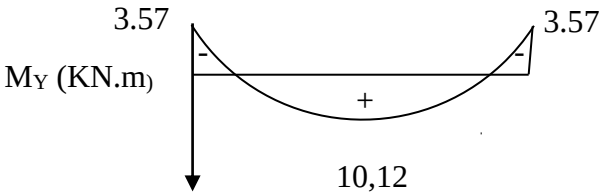


Fig III.4.3 : Diagramme des Efforts internes à l'ELS.

III.4.5 Vérification de la résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 15\,MPa$ (voir chapitre I).

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ *Avec* : $\sigma_s = \frac{M_S}{\beta.d.A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de**ρ,** qui égale à : $\rho = \frac{100.A_{st}}{b_0.d}$

a) Sur appuis

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 28} = 0,341 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,908 \\ K_1 = 39,35 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta.d.A_{st}} = \frac{3.57.10^6}{0,908 \times 280. \times 2,35.10^2} = 59.75 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{59.75}{39.35} = 1.52 MPa.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1.52\, MPa. \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\, MPa. \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} \prec \bar{\sigma}_{bc}. \Rightarrow$$ **Condition vérifiée.**

b) En travée :

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0.48 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,895 \\ K_1 = 32,62 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta.d.A_{st}} = \frac{10.12 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 3,39.10^2} = 119.12 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{119.12}{32.62} = 3.65\, MPa.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3.65 MPa. \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\, MPa. \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} \prec \bar{\sigma}_{bc}. \Rightarrow$$ **Condition vérifiée**

- ***Etat limite d'ouverture des fissurations***

- La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = \left\{\frac{2}{3} 400 ; 110\sqrt{1,6x2,1}\right\} = 201,63 MPa$$

On a $\sigma_{st} = 119.12\ MPa < \overline{\sigma_{st}}$ =201,63 MPa $\Rightarrow$ **la condition est vérifiée**

- ***vérification de la flèche :***

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0{,}1 \\ \frac{1}{16} = 0{,}0625 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad condition\ \ vérifiée$$

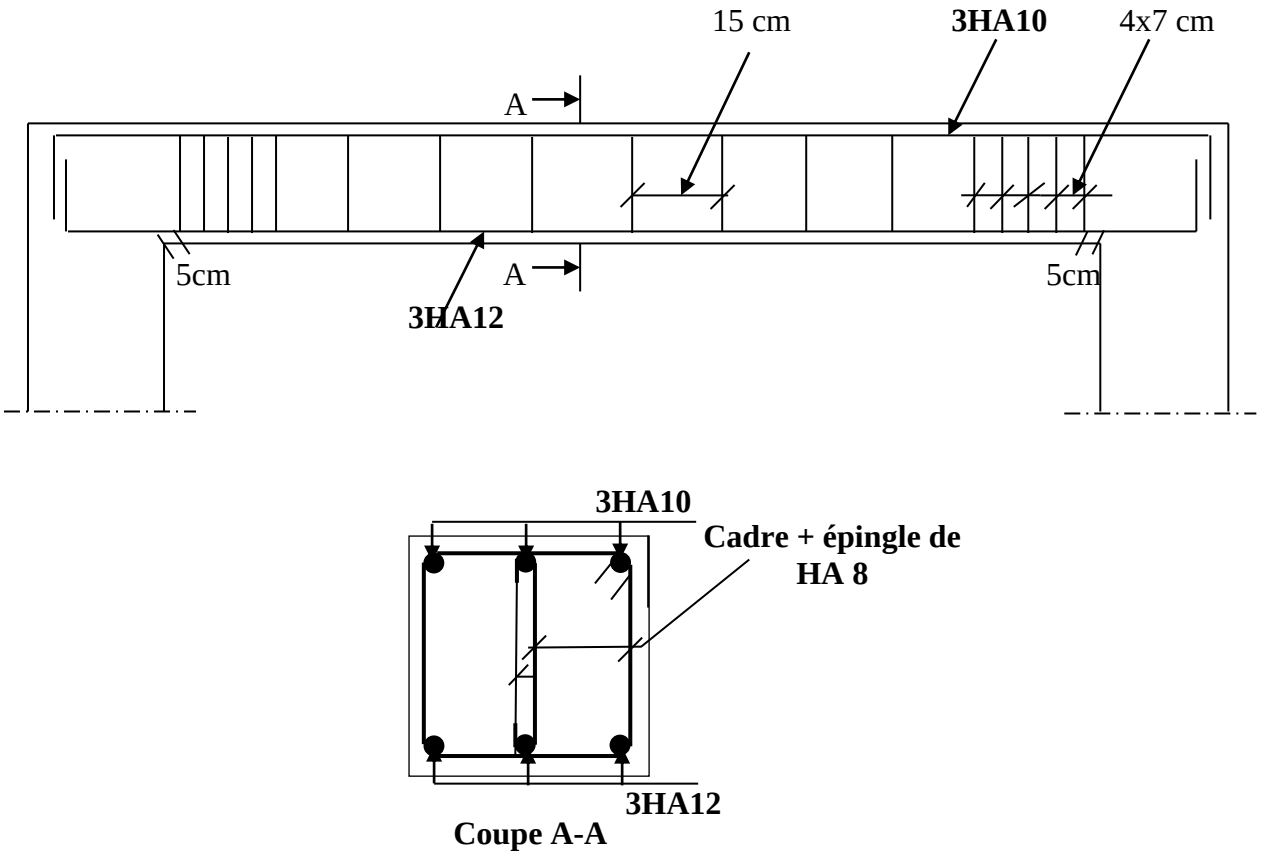
$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0.1 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{10.12}{10 \times 11.91} = 0{,}085 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad condition\ \ vérifiée$$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \\ \frac{A}{bd} = \frac{3{,}39}{25 \times 28} = 0{,}005 \\ \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \ condition\ \ vérifiée$$

Conclusion :

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

Fig III.4.4 Ferraillage de la poutre de chainage.



III.5 Les escaliers

III.5.1 Définition

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre.
La structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

III.5.2 Terminologie

Les caractéristiques géométriques des escaliers sont :
h : la hauteur de la contre marche
g : longueur de la marche.
H : hauteur de la volée.
L : longueur de la volée

.

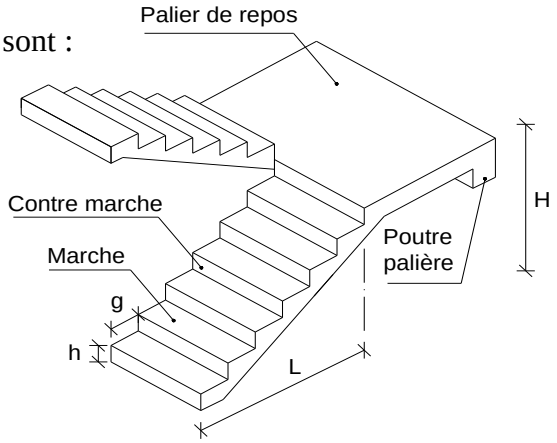


Fig III.5.1 : Vue d'ensemble d'un escalier

Caractéristiques dimensionnelles :

***Marche* :** c'est la partie horizontale qui reçoit le pied (la charge verticale); sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

- Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n-1$.

  n: nombre de contre marches donné par : *h*

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 20cm.

Le giron g : est la distance en plan séparant deux contre marches successives. Elle varie entre 22 et33cm

***La volée* :** est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs. Sa longueur projetée est lp.

***Le palier* :** est la plateforme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires à chaque étage.

***L'emmarchement* :** représente la largeur de la marche dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $L \geq 120$ *cm.* Ou $L \geq 3g$.

Le rapport *La ligne de foulée :* représente en plan le parcours d'une Personne qui emprunte l'escalier.

La paillasse : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches**.**

III.5.3 Calcul des escaliers

III.5.3.1.) Dimensionnement de l'escalier

a)Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

0.59 cm ≤ g + 2h ≤ 0.64 cm ;

b) La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,64correspond à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette si nécessité il y a.

c) h: est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

d) g: est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

e) L'emmarchement : peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1 m, les grands escaliers ont de 1.50 à 2 m, les escaliers de service : 0.70 à 0.90, les descentes de caves : 1 m.

- **Dimensionnement du giron et contre marche :**

Contre marche :

$14\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$ **On prend: h = 17 cm**

$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ **(n : nombre de contre marche)**

Giron:

$28\text{cm} \leq g \leq 35\text{cm}$

$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{ cm}$

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

Il faut vérifier que :

$59 \leq g + 2h \leq 64$

$30 + 2*17 = 64\text{ cm}$ «Condition vérifiée»

Alors : h=17cm et g=30cm

- **Dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ses deux appuis et l'épaisseur doit vérifier :

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

ep : épaisseur du palier et de la paillasse

L_0 : longueur libre (palier + La portée de la paillasse)

Avec :

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} + 130$$

$$tg\alpha = \frac{H}{L1} = \frac{155}{240} = 0{,}6458 \Rightarrow \alpha = 32{,}85^{\circ}$$

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} + 130 = \frac{240}{\cos(32{,}85)} + 130 = 415{,}68cm$$

D'ou :

$$\frac{415{,}68}{30} \leq ep \leq \frac{415{,}68}{20} \Rightarrow 13{,}86 \leq ep \leq 20{,}78$$

On opte pour une épaisseur de 17cm pour la paillasse et le palier de repos.

III.5.3.2) Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitations

- **Charges permanentes**

La paillasse :

Poids propre de la paillasse : …… $(25 \times 0{,}17)/\cos(32{,}85^{\circ}) = 5{,}06 KN/m^2$

Poids propre des marches : …… $(25 \times 0{,}17)/2 = 2{,}13 KN/m^2$

Poids propre du revêtement :

-couche de sable ……18 x 0,02 = 0,36KN/m^2

-mortier de pose …… 22 x 0,02 = 0,44 KN/m^2

-carrelage ……22 x 0,02 = 0,44 KN/m^2

-enduit en ciment …… 22 x 0,02 = 0,44KN/m^2

Poids propre du garde corps (métallique) ……. =0,20 KN/m^2

G = 9.07 KN/m^2

Palier de repos :

Poids propre du palier : ……5 x 0,17*1 = 4,25 KN/m^2

Poids propre du revêtement: …… 0.36+0.44+0.44+0.44= 1,68 KN/m^2

G = 5,93 KN/m^2

- **Surcharges d'exploitations**

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier ; Q = 2,5 KN / m^2

III.5.3.3) Calcul à l'ELU

Pour l'étude de l'escalier on prend une bande de 1m de largeur**.**

III.5.3.3.1 Combinaison des charges :

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

La paillasse : $q_{up} = (1{,}35*9{,}07 + 1{,}5*2{,}5)*1 = 15.99 KN/ml$

Le palier de repos : $q_{upr} = (1{,}35*5{,}93 + 1{,}5*2{,}5)*1 = 11{,}76\ KN/ml$

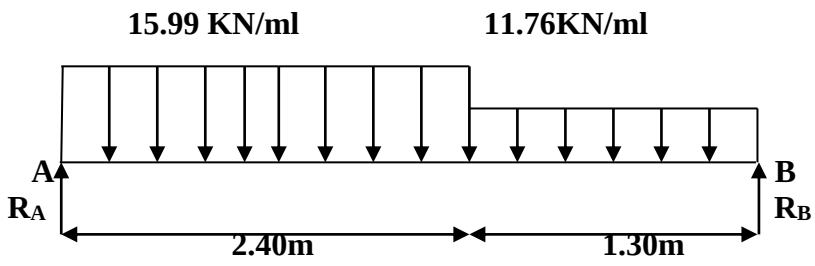


Fig III.5.2 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

III.5.3.3.2 Calcul des efforts internes

a) Réaction d'appui :

$$\sum \boldsymbol{M/B = 0}; (\boldsymbol{-11.76 \times 1.30 \times 0.65}) + (\boldsymbol{-15.99 \times 2.40 \times 2.50}) + \boldsymbol{RA \times 3.7 = 0}$$

RA=28.61KN.

$$\sum \boldsymbol{M/A = 0}; (\boldsymbol{11.76 \times 1.30 \times 3.05}) + (\boldsymbol{15.99 \times 2.40 \times 1.20}) + \boldsymbol{RA \times 3.7 = 0}$$

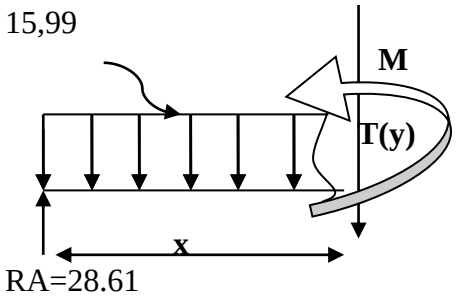
RB=25.05KN.

- **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

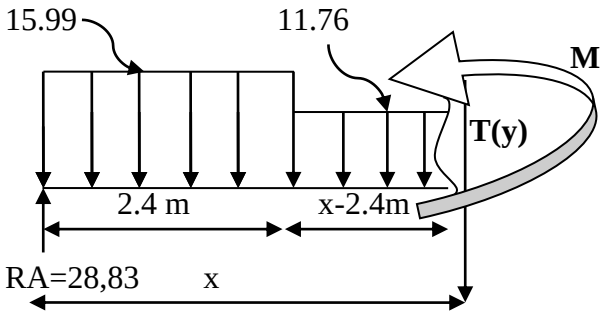
-Effort tranchant :

Tronçon (m)		**X(m)**	**T_y(KN)**	
0≤ x ≤ 2.40		0	Ty=-15,99x+28,61	28,61
		2,40	Ty= -15.99x+28,61	-9,77
2.4≤ x ≤ 3.70		2.40	Ty=-11,76x+18.458	-9.77
		3.7	Ty=-11,76x+18.458	-25.05

0 ≤ x≤2.40 m



2,4 ≤ x≤3.7m



2.4≤ x≤3.7m

-Moment fléchissant :

Tronçon (m)		**X(m)**	**M_z (KN.m)**	
0≤ x ≤ 2.40		0	$-15.99\frac{x^2}{2}+28.61x$	0
		2,40		22.61
2.40≤ x ≤ 3.7		2,40	M=28.61*x - 15.99*2,4*(x-2.4/2) - 11.76*(x-2.4)^2/2	22.61
		3,7		0

Quand t(x) =0 la valeur de M(x) est maximum

T(x)= -15.99x+28.61 ⟹ x = 1.789m

Mu max= M(1.789)= 25.60KN.m

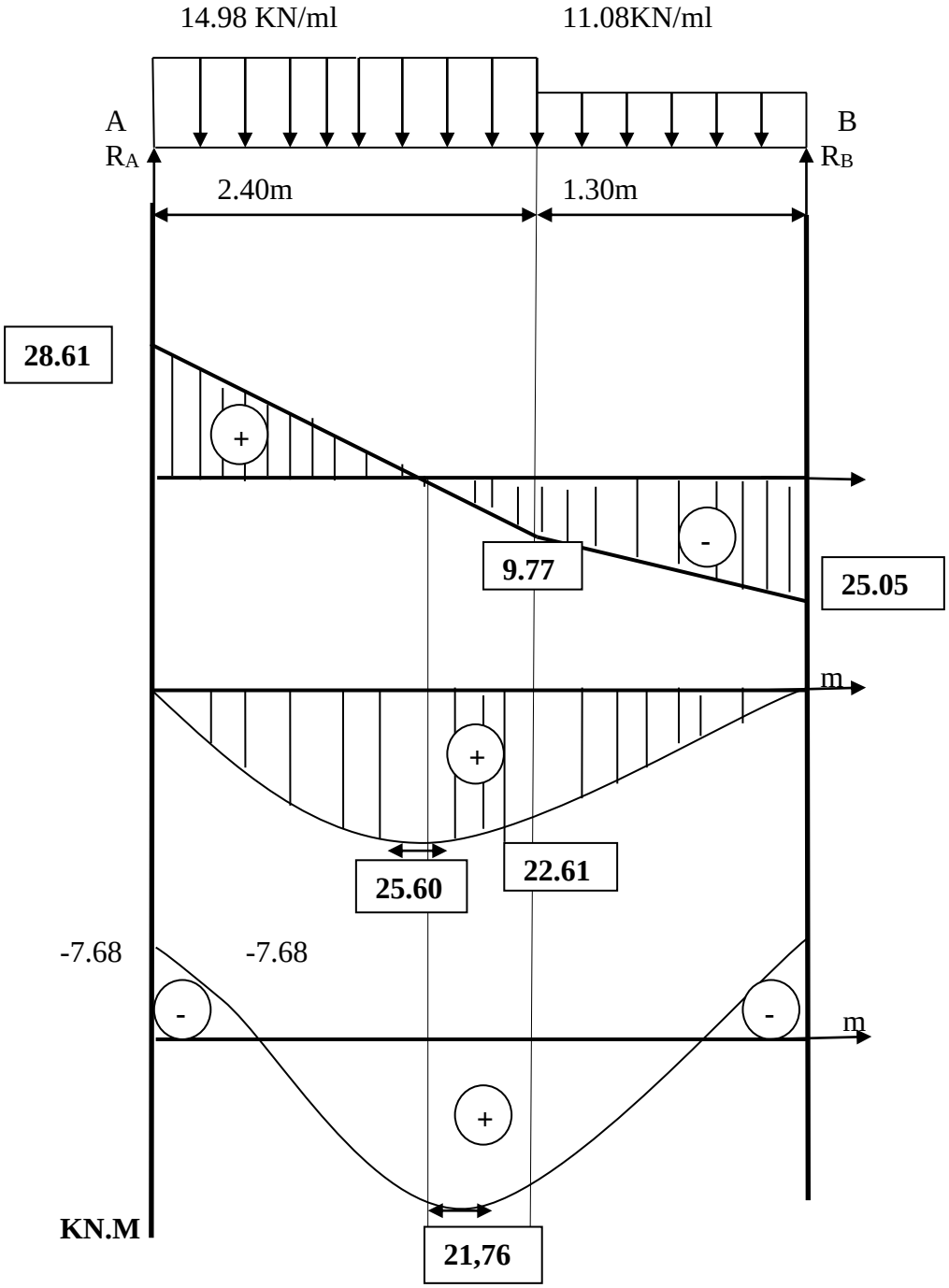
Remarque

pour tenir compte de encastrement partial au extrémité, on porte des correction a l'aide des coefficient réducteurs pour les moments Mu max aux appuis et en travées

Aux appuis: M_a= -0.3M_z^{max} = - 0,3* 25.60 = -7.68KN.m.

En travée : M_t = 0.85 M_z^{max} = 0,85* 25.60 = 21,76KN.m.

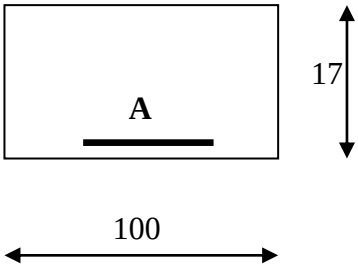
c)Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :



III.5.3 Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant (ELU).

III.5.3.3.3Calcul des armatures

- **En travée**



On a: d = 15cm, c = 2cm, M_{ut} = 21.76KN.m, b = 100cm

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21.76*10^3}{100*(15)^2*14,2} = 0,068$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

à partir des annexes, on a la valeur de β correspondant.

$\mu = 0,068 \rightarrow \beta = 0,965$ $\quad A_{ut} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21.76*10^3}{0,965*15*348} = 4.32cm^2$

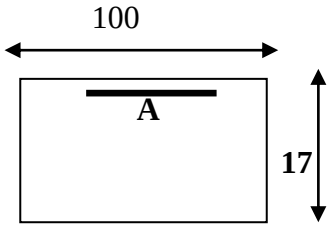
Choix des armatures : on prendra 4HA12/ml = 4.52 cm² avec un espacement de St =20 cm

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{ut}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2$$

Choix des armatures : on prendra 4HA10/ml = 3,14 cm² avec un espacement de St =20 cm

aux appuis



On a: d = 15, c = 2cm, M_{ua} = 7.68 KN.m , b = 100cm

$$\mu = \frac{M_A}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,68*10^3}{100*(15)^2*14,2} = 0,024$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée**.**

$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0,988$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,68*10^3}{0,985*15*348} = 1.49cm^2$$

Choix des armatures : on prendra 4HA10/ml = 3.14cm² avec un espacement de 25 cm

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{ua}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79cm^2$$

Choix des armatures : on prendra 4HA8/ml = 2.01cm² avec un espacement 25 cm

- **Vérifications**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :*(BAEL 91/Art A.4.2.1)***

$$A_{min} \geq 0{,}23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0{,}23 * \frac{2{,}1}{400} * (100) * (15) = 1{,}81 cm^2$$

Travée : $A_{ut} = 4.52 cm^2 > A_{min}$ **«condition vérifiée».**

Appuis : $A_{ua} = 3.14\ cm^2 > A_{min}$ «condition vérifiée».

❖ **Espacement des barres :**

Armatures principales :

Appuis : e = 25cm
Travée : e = 25cm
} ≤ min {3h , 33cm} = 33cm…… La condition est vérifiée.

Armatures de répartition :

Appuis : e = 25cm
Travées : e = 25cm
} ≤ Min {4h, 45cm} = 45cm…….La condition est vérifiée.

❖ **Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A 5.1, 211)**

Il faut vérifier que **:** $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min\left(0{,}2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right) = \min\{3{,}33 MPa ; 5 MPa\}$ fissuration peu nuisible

$\Rightarrow \bar{\tau} = 3{,}33\ MPa$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{28.61*10^3}{150*1000} = 0.191\ MPa \quad \Rightarrow \quad \tau_u < \overline{\tau_u}$$

«Condition vérifiée»

Donc les armateurs transversaux ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de l'effort tranchant (Art A5.1.1/BAEL91):**

$\tau_u = \frac{Tu}{bd} \leq$ τ_e**=min (** $\frac{0{,}2fcj}{\delta b}$,5MPA) **= 3.33MPA**

$\tau_u = \frac{28.61 \times 1000}{1000 \times 150} = 0.19[\overline{MPa}]. \tau u \langle \bar{\tau} = 3{,}33[MPa] \Rightarrow$ **condition vérifiée**

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

❖ **Dans le béton :(BAEL91 modifié 99/ArtA.5.1, 313)**

Il faut vérifier que : $T_u \leq 0{,}4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ $(a = 0{,}9 d)$

$T_u \leq 0,4*100*0,9*15*\frac{2,5}{1,5} = 900$ KN

$T_u = 28.61KN < 900$ KN $\rightarrow$ **«Condition vérifiée»**

❖ **Dans Les aciers :(BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)**

- **Appuis :**

$$\mathbf{A_s} \geq \frac{1,15}{f_e}(v_u + \frac{M_u}{0,9*d})$$

$V_u + \frac{M_u}{0,9*d} = 28.61 + \frac{-7.68}{0,9*0,15} < 0$ donc aucune condition n'est à vérifier pour les armatures.

❖ **Vérification d'adhérence aux appuis : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)**

Il faut vérifier que **:** $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \ f_{t28}$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

L'acier utilisé est le FeE400 → ψ_s = 1,5 $\bar{\tau}_{se} = 1,5*2,1 = 3,15$ MPa

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9*d*\sum\mu_i}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte limite d'adhérence

$\sum\mu_i = n\pi\varphi$: Somme du périmètre utile des barres

n : nombre des barres

φ : Diamètre d'une barre

$\sum\mu_i = 4*3,14*10 = 125.6$ mm

$\tau_{se} = \frac{28.61*10^3}{0,9*150*125.6} = 1.69$ MPa $\Rightarrow$ $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

«Condition vérifiée»

Pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers

❖ **Vérification de l'ancrage des barres aux appuis : (*BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)***

$\bar{\tau}_{su} = 0,6\ \psi_s^2\ f_{t28} = 0.6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835$ MPa

Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$\mathbf{L_s} = \frac{\varphi\ f_e}{4\ \bar{\tau}_{su}}$$

appuis (HA10)

$$L_s = \frac{\varphi\ f_e}{4\ \bar{\tau}_{su}} = \frac{1*400}{4.*2,835} = 35,27cm$$

$$L_s = 40*\varphi = 40*1 = 40cm$$

Dans ce cas L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, donc il faut prévoir un ancrage avec des crochets :

$$L_a = 0,4*40 = 16cm$$

Soit la=20cm

III.5.3.4Calcul à l'ELS

III.5.3.4.1Combinaison des charges

$$q_s = G + Q$$

La paillasse : $q_{s\,p} = (9.07 + 2,5).1 = 11.57\ KN/ml$

Le palier : $q_{s\,pr} = (5,93 + 2,5).1 = 8.43\ KN/ml$

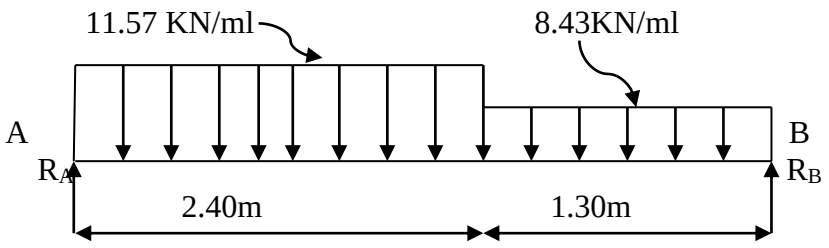


Schéma statique de l'escalier.

III.5.3.4.2 Calcul des efforts internes

Réaction d'appui

$$\sum \boldsymbol{M/B = 0; (-8.43 \times 1.30 \times 0.65) + (-11.57 \times 2.40 \times 2.50) + RA \times 3.7 = 0}$$

RA=20.69KN.

$$\sum \boldsymbol{M/A = 0; (8.43 \times 1.30 \times 3.05) + (11.57 \times 2.40 \times 1.20) + RA \times 3.7 = 0}$$

RA=18.04KN.

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

-Effort tranchant

Tronçon (m)		X(m)	T_y(KN)	
$0 \leq x \leq 2.4$		0	T(y)= - 11.57x+20.69	20.69
		2.4		-7.08
$2.4 \leq x \leq 3.7$		2.4	T(y)= -8.43x+13.154	-7.08
		3.7		-18.04

-Moment fléchissant

Tronçon (m)		**X(m)**	**M_z (KN.m)**	
$0 \leq x \leq 2.4$		0	M= $20.69x-11.57x^2/2$	0
		1.15		16.33
$2.4 \leq x \leq 3.7$		0	M=20.69*x - 11.57*2,4*(x-2.4/2) - 8.43*$(x-2.4)^2/2$	16.33
		1,92		0

Point du moment max : d M(x)/ dx=0 ⟹ 20.69-11.57x=0
X=1.788m d ou M max=18.50KN.m

Remarque

Afin de tenir compte des semi-encastrements aux extrémités, on opte pour une Correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

Aux appuis : M_a= -0.3M_z^{max} =-0.3*18.50=-5.55KN.m.

En travée: M_t = 0.85 M_z^{max} =0.85*18.50=15.73KN.m.

❖ **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant**

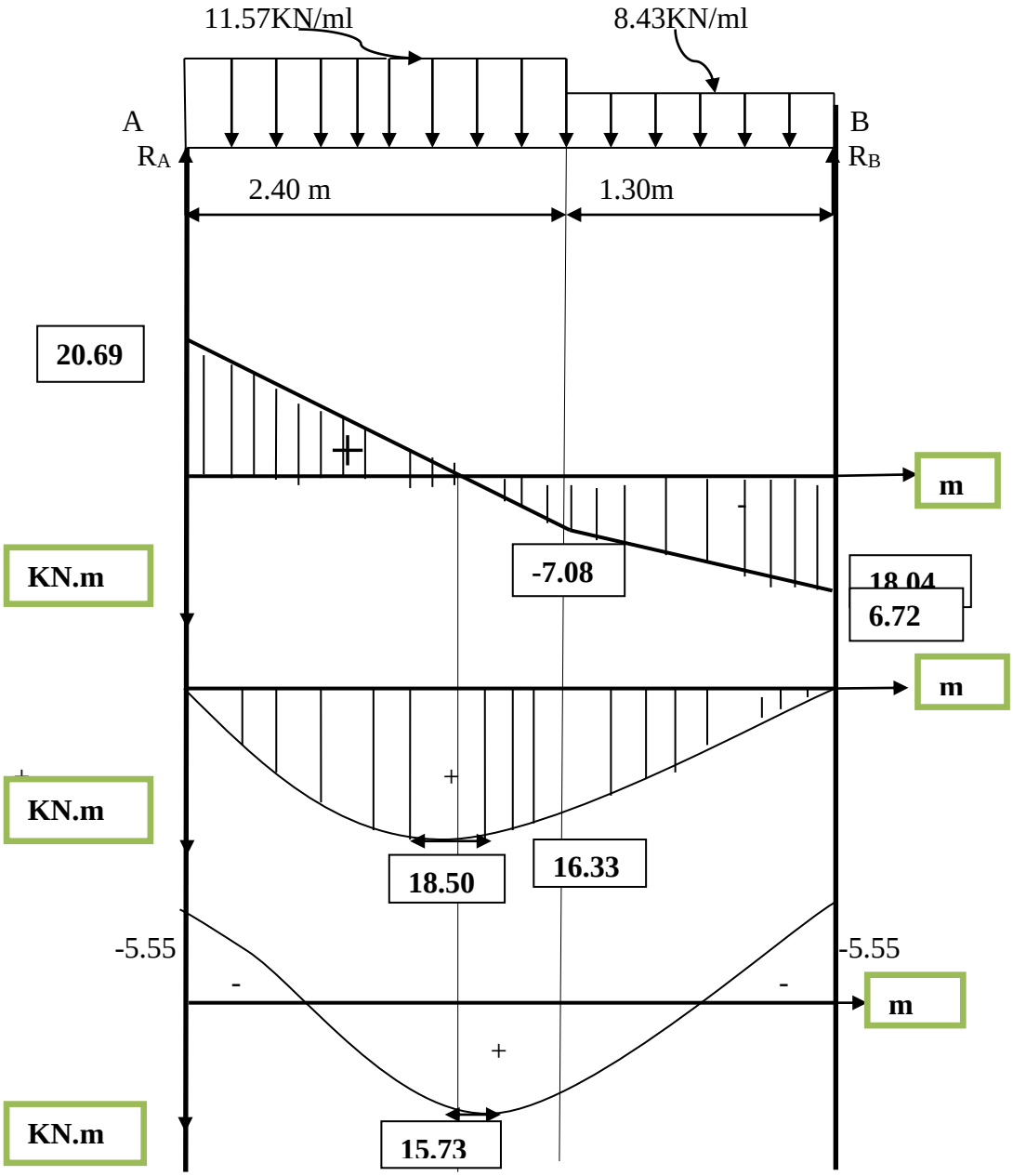


Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant (ELS).

III.5.3.4.3 Vérification des contraintes

- **En travée**

$A_t = 4.52\ cm^2$; $M_{st} = 15.73 KN.m$

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 \ d \ A_t}$$

$$\rho = \frac{100\,A}{b*d} = \frac{100*4.52}{100*15} = 0{,}30$$

Des annexes, on tire les valeurs de k_1 *et* β_1 **:** $k_1 = 43.14$; $\beta_1 = 0{,}914$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.73*10^6}{43.14*0.914*150*4.52*100} = 5.88\,\text{MPa} \leq \textbf{15 MPA} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$ **«condition vérifiée»**

- **Aux appuis :**

$A_{ua} = 3.14\,cm^2$ **;** $M_{sa} = 5.55\,KN.m$

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 \ d \ A}$$

$$\rho = \frac{100\,A}{b*d} = \frac{100*3.14}{100*15} = 0{,}21$$

A partir Des annexes, on tire les valeurs de k_1 *et* β_1 **:** $k_1 = 52.57$; $\beta_1 = 0{,}926$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.55*10^6}{52.57*0{,}926*150*3.14\ 10^2} = 2.42\,\text{MPa} \leq 15\text{MPA} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$ «condition vérifiée»

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

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.3)**

Aucune vérification à effectuer, car l'élément est couvert par conséquent la fissuration Est considérée comme étant non préjudiciable.

- **Etat limite de déformation : (BAEL91 modifié 99/Art B.6.8, 424)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

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

$$\frac{A_s}{b_0*d} \geq \frac{4{,}2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{370} = 0{,}0459 \prec \frac{1}{16} = 0{,}0625 \quad \rightarrow$$ **« Condition non vérifiée».**

Le calcul de la flèche est donc nécessaire.

III.5.3.5 Calcul de la flèche

$$f = \frac{5ql^4}{348\, E_v\, I_{fv}} \quad \leq \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4mm$$

Avec $\bar{F}$: la flèche admissible.

E_v **:** Module de déformation différée

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

qs = max {11.57 KN/ml, 8.43KN/ml} = 11.57 KN/ml.

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les déformations de langue durée :

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

I_0 **: Moment d'inertie de la section homogène (n = 15)**

$$I_0 = \frac{b}{3}\left(V_1^3 + V_2^3\right) + 15\left(V_2 - c\right)^2 A_t$$

Avec: $V_1 = \dfrac{S_{/x'x}}{B_0} \quad \rightarrow \quad V_2 = h - V_1$

$S_{/x'x}$ **: Moment statique par rapport à l'axe** xx'

$$S_{/x'x} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t\, d = \frac{100 * (17)^2}{2} + 15 * 4.52 * 15 = 15467\text{cm}^3$$

$$S_{/x'x} = 15467 \text{ cm}^3$$

B_0 **: La section homogène**

$$B_0 = B + n A_t = b\,h + n A_t$$

$$B_0 = 100 * 17 + 15 * 4.52 = 1767.8\,\text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{15467}{1767.8} = 8.75\,\text{cm} \quad \Rightarrow \quad V_2 = 17 - 8.75 = 8.25\,\text{cm}$$

D'où : le moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I_0 = \frac{100}{3}\left[(8.75)^3 + (8.25)^3\right] + 15(8.25 - 2)^2 * 4.52 = 43696.35\,\text{cm}^4$$

$$I_0 = 43696.35\,\text{cm}^2$$

λ_v **: Coefficient de déformation.**

μ **: Coefficient de frottement.**

Avec : $\rho = \dfrac{100 A_t}{b\,d} = \dfrac{4.52}{100 * 15} = 0.0030$

Ce qui donne

$$f = \frac{5ql^4}{348\, E_v\, I_{fv}} = \frac{5 \times (11.57 \times 3.7^4)}{348 \times 10818.86 \times 10^3 \times 43696.35 \times 10^{-8}} = 0.0066$$

$$\mathbf{f} = \frac{5ql^4}{348\, E_v\, I_{fv}}$$

$F_v = 0.0066\,\text{cm} \quad \bar{F} = 0.74\text{cm}$ **……condition vérifiée**

III.6 Etude de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 3.40 m (entre nus d'appuis).

III.6.1 Redimensionnement

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :
$L/15 \leq h_t \leq L/10$ $\quad 0.4\, h_t \leq b \leq 0.7\, h_t$
L : portée libre de la poutre.
h_t : hauteur de la portée.
B : largeur de la poutre.

- **Hauteur de la poutre :**

$340/15 \leq h_t \leq 340/10 \longrightarrow 22.67 \leq h_t \leq 34$
On adopte $h_t = 30$ cm.

- **Largeur de la poutre :**

$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 12 \leq b \leq 21$
On prend b = 25 cm.
D'après : [Art .7.5.1.5 / RPA 99]

Selon le RPA99/ version 2003

h≥ 30 : vérifier, h = 30……..Condition vérifiée
b≥ 20 : vérifier, b=25……. Condition vérifiée
h/b = 30/25 = 1,2 < 4 ……. Condition vérifiée

Alors on opte pour la poutre palière d'une section de (25x30) cm²

III.6.2 : Détermination des charges et surcharges

Poids propre de la poutre: G = 0,30 x 0,25 x 25 = 1.875 KN/ml
Charge d'exploitation; Q = 2.5 KN/m.
Effort tranchant à l'appui A :
ELU: RU = = 28.61 KN / ml.
ELS: Rs=20.69 KN / ml.

- **Combinaison des charges**

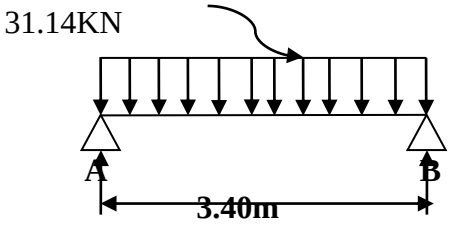
ELU : qu = 1,35.G + Ru= 1,35.(1.875)+28.61= 31.14KN/ml.

ELS: Qs = G + Ru= 1.875+20.69 = 22.57 KN/ml.

III.6.3 Calcul du ferraillage (ELU)

Les réactions d'appuis

RA=RB= $\frac{qu\ l}{2}$ =31.14*3.40/2=52.94 KN



FigIII.6.1 : Schéma statique

L'effort tranchant :
T = RA= RB = 52.94 KN

C)Le moment fléchissant :

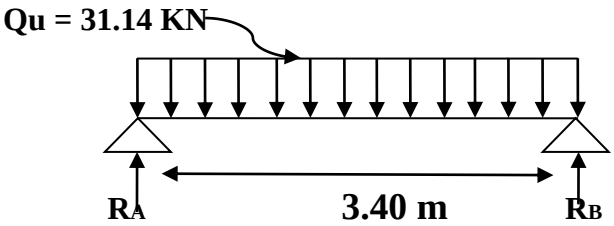
M0 = M max= $\frac{qu\ l^2}{8}$ = $\frac{31.14\times3.40^2}{8}$ $= 44.99\ KN$.

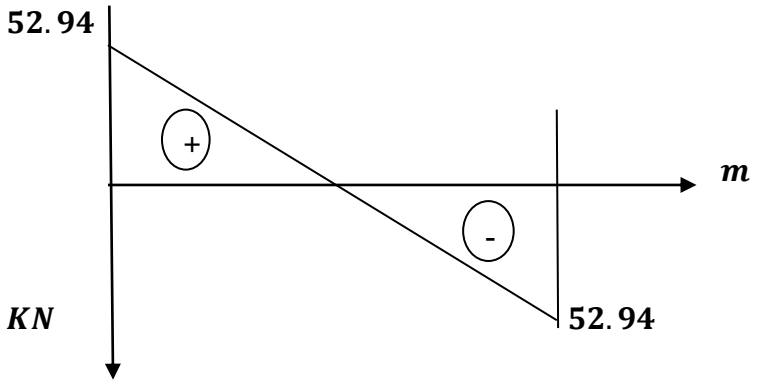
Correction des moments :

Aux appuis : M au = -0,3M0 = -0,3x44.99= -13.50 kN.m

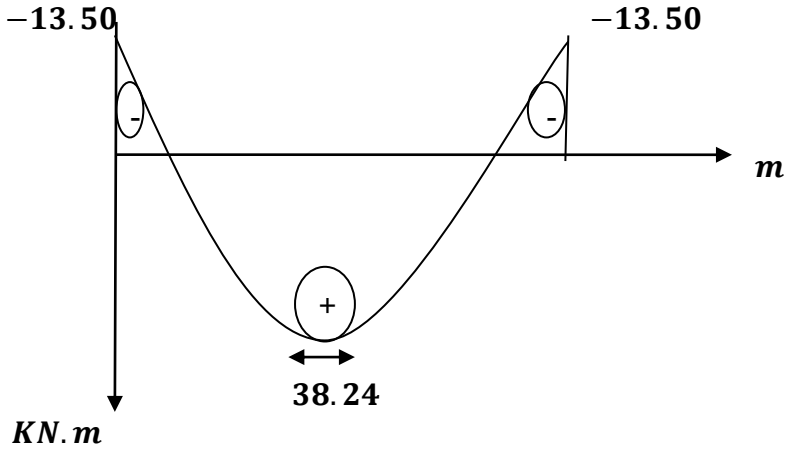
En travée : Mtu = 0,85M0 = 0,85x44.99 = 38,24 KN.m

e)Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant





FigIII.6.2 : diagramme des efforts tranchants a l'ELU.



FigIII.6.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

- **Calcul des armatures**

- **En travée**

Mt=38.24KN.m

- Armateurs principales :

$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{38.24x10^3}{25x28^2x14.2} = \mathbf{0.137} \leq 0.392$ ⟶ La section est simplement armée (S.S.A)

$\mu_u = 0.137$ ⟶ $\beta = 0.925$.

$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{38.24x10^3}{0.925x28x348} = \mathbf{4.24cm^2}$

⟶ On opte pour : 3HA14/ml (Aa=4.62cm²)

- **Aux appuis**

Ma=13.50KN.m

- Armateurs principales

$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.50x10^3}{25x28^2x14.2} = \mathbf{0.048} \leq 0.392$ ⟶ La section est simplement armée (S.S.A)

$\mu_u = 0.033$ ⟶ $\beta = 0.975$ par interpolation

$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.50x10^3}{0.975x28x348} = \mathbf{1.42cm^2}$

⟶ On opte pour : 3HA12 (Aa=3.39cm²)

III-6-4 Vérification à l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :

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

$A_{min} \geq 0.23x25x28x\frac{2{,}1}{400} = 0.845cm^2$

En travée :

$A_{st} = 4.62cm^2 > 0.845\ cm^2$……..condition vérifiée.

Aux appuis :

$A_{sa} = 3.39cm^2 > 0.845cm^2$……condition vérifiée.

b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL91 modifié 99Art.5.1.2.1) :

$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0{,}2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = \{3{,}33MPa, 5MPa\}$ **(Fissuration peu nuisible)**

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{52.94x10^3}{0.25x0.28x10^6} = 0.756 \prec 3{,}33MPa$ **…….condition vérifiée.**

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$T_u = 52.94\ KN \leq 0{,}4x0{,}9.b.d.\frac{f_{c28}}{\gamma_S}$

$T_u = 52.94\ KN \leq 420KN$…… condition vérifiée**.**

d) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis

$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0{,}9.d.\sum u_i} = \frac{52.94x10^3}{0{,}9x280x94.2} = 2.23MPa$

$\tau_{se} = 2.23MPa < \overline{\tau}_{su} = 3{,}15MPa$…… condition vérifiée.

Avec $\overline{\tau}_{su} = 1{,}5x2{,}1 \Rightarrow \overline{\tau}_{su} = 3{,}15$ MPa.

⟶ Donc pas de risque d'entraînement des barres.

Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99Art-6-1-2)

Avec $\tau_{su} = 0{,}6x1{,}5^2.2{,}1 = 2{,}835MPa$

$$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_s}$$

Pour ϕ = 1.4cm→Ls = $\frac{1.4\times400}{4\times2.835}$ = 49 .38cm > b = 30cm

Pour ϕ = 1.2cm → Ls = $\frac{1.2\times400}{4\times2.835}$ = 42,33 cm > b = 30cm.

Donc nous adapterons pour des raisons pratiques un crochet normal d'une longueur qui sera calculée comme suit :

En travée : $L_c = 0{,}4.L_s = 0{,}4x49.38 = 19.75cm$

Aux appuis : $L_c = 0{,}4.L_s = 0{,}4x42.33 = 16{,}93cm$

On prendre ls = 20b cm

❖ Calcul des armatures transversales

- **Section des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule Suivante :

$\varphi_t \leq \min\left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_1 \right\} = \min\left(\left\{\frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1.4\right\}\right) = 0.857cm$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

φ_1 : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre

φ **≤ 10 mm** → φ **= 8 mm.**

On va prendre le diamètre des cadres et étriers en HA8

Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :

- **Zone nodale :**

$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi; 30\right) = 8{,}75cm.$

Soit: S_t = 8cm.

- **Zone courante (en travée):**

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

Soit st =15cm

→ **S_t = 15cm.**

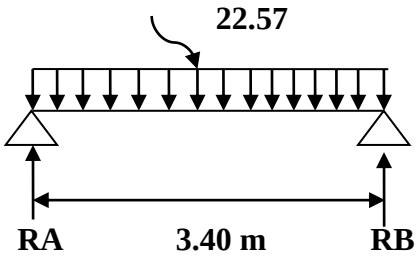
-Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_{min} = 0{,}003.S_t.b = 0.003x15x25 = 1.125cm^2$
$A_{min} < \{A_t, A_a\}$……..condition vérifiée.

III-6-5) Vérification à l'ELS :

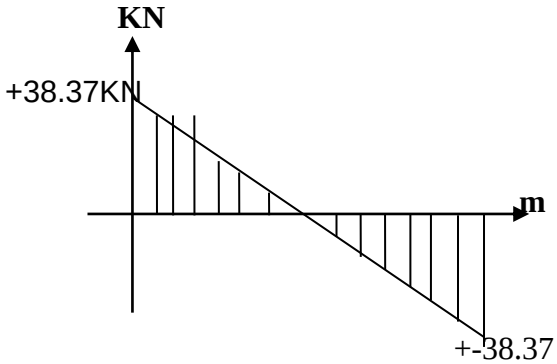
- **Les réactions d'appuis :**

$R_A = R_B = qs * l/2 = 22.57 \times 3.40/2 = 38.37$ Kn



- **Effort tranchant :**

T = RA= RB = 38.37 KN
-



FigIII.6.4 : le diagramme de T(x)à L'EL

- **Les moments isostatiques**

M0 = Mmax= $\frac{qu\ l^2}{8} = \frac{22.57 \times 3.40^2}{8} = 32.61\ KN.m$

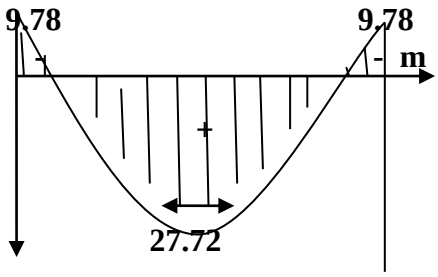
Correction des moments :

en considérant l'effort de semi encastrement, les moments corrigés sont comme suit :

- **Aux appuis : Mau=** -0,3M0 = -0,3 x 32,61 = -9.78 KN.m

.

- **En travée : Mtu**= 0,85M0 = 0,85 x 32,61 = 27.72 KN.m KN.m



FigIII.6.5 : diagramme des M(x) à l'ELS.

❖ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

- **En travée :** Mt=27.72 KN.M
  - **Dans le béton**

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

  - **Dans l'acier**

$\sigma_S < \bar{\sigma}_{st}$ **= 400MPa.**

$$\rho_1 = \frac{100.A_{adop}}{b.d} \quad ; \sigma_S = \frac{M_s}{A_s.\beta_1.d}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100x4.62}{30x25} = 0.616$$

On utilise les annexes : $\longrightarrow \begin{cases} K_1 = 28.19 \\ B1=0.8841 \end{cases}$

$$\sigma_s = \frac{M_{ST}}{B_1 x d x A_t} = \frac{27.72x10^6}{0.8841x280x4.52x10^2} = 247.74MPa < \bar{\sigma}\,st = 400MPa.$$

$\longrightarrow$ **cv**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{247.74}{28.19} = 8.79 \text{ MPA} < 15\text{MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Aux appuis :** Ma = 9.78KN.m

Il faut vérifier que

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$= 0.6×fc28 = 15MPa.

et

$\sigma_S < \bar{\sigma}_{st}$ = 400MPa.

$$\rho_1 = \frac{100.A_{adop}}{b.d} \quad ; \sigma_S = \frac{M_s}{A_s.\beta_1.d}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100x3.39}{28x25} = 0.484 \longrightarrow \begin{cases} K_1 = 32.62 \\ \beta 1 = 0.895 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{9.78x10^6}{0.895x280x3.39x10^2} = 115.12MPa < \bar{\sigma}\,st = 400MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = 115.12/32.62 = 3.53 < 15\text{MPa}$$

Donc les conditions dans le béton et l'acier sont vérifiées.

- **Vérification de la flèche**

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{30}{340} = \mathbf{0.088} \geq 0.063$…… cv

$\frac{h}{l} \geq \frac{MT}{10MO} = \frac{27.72}{10*32.61} = \mathbf{0.085}$, d'ou $0.088 \geq 0.085$……cv

$\frac{A}{b*d} \geq \frac{4,2}{fe} = \frac{6.78}{25*28} = \mathbf{0.0097} \leq 0.011$……cv

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, donc les Armatures calculées al' ELU sont suffisantes

- **Etat limite de déformation :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

Conclusion

Le ferraillage de la poutre palière est comme suit :

Appuis :3HA12 (3.39cm^2).
Travée :3HA14 (4.62cm^2).
Cadre et étriers de HA8.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

CHAPITRE IV :

Modélisation de la structure

- 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 les résoudre et les contrôler en peu de temps.

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 les contrôler en un temps réduit.
On fait appel à des logiciels de calcul comme **SAP2000, ROBOTS et ETABS**.
Dans notre cas on a choisie **l'ETABS.**

IV -Modélisation de la structure

IV-1 Description de l'ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

L'ETABS : 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'élément s'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 internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV-2-rappel

Grid line :	ligne de grille	**Column :**	poteau
Joints :	nœuds	**Beam :**	poutre
Frame :	portique (cadre)	**File :**	fichier
Shell :	voile	**Copy** :	copier
Element :	élément	**Move :**	déplacer
Restraints :	encastré	**Save :**	enregistrer
Loads :	charge	**Save as :**	enregistrer sous
Uniformed loads :	charge uniforme	**Add :**	ajouter
Define :	définir	**Delete :**	supprimer
Material :	matériaux	**Story :**	étage
Concrete :	béton	**Height :**	hauteur
Steel :	acier	**Tickness :**	épaisseur
Frame section :	coffrage		

IV-3-Manuel d'utilisation de logiciel ETABS

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.6

IV -4-Etapes de modélisation

a) Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

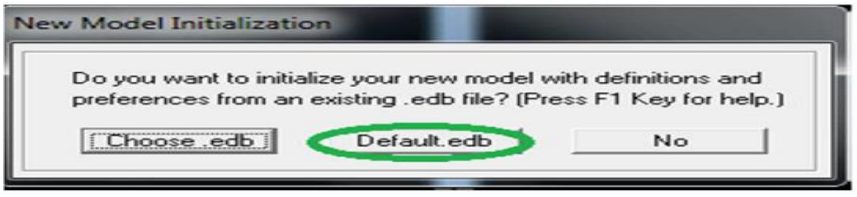
On clique sur l'icône de L'ETABS

1-Choix des unités

Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela ce fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran on choisi le KN-m.

2-Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien **(ctrl+n),** puis on clique sur **Default.edb**.



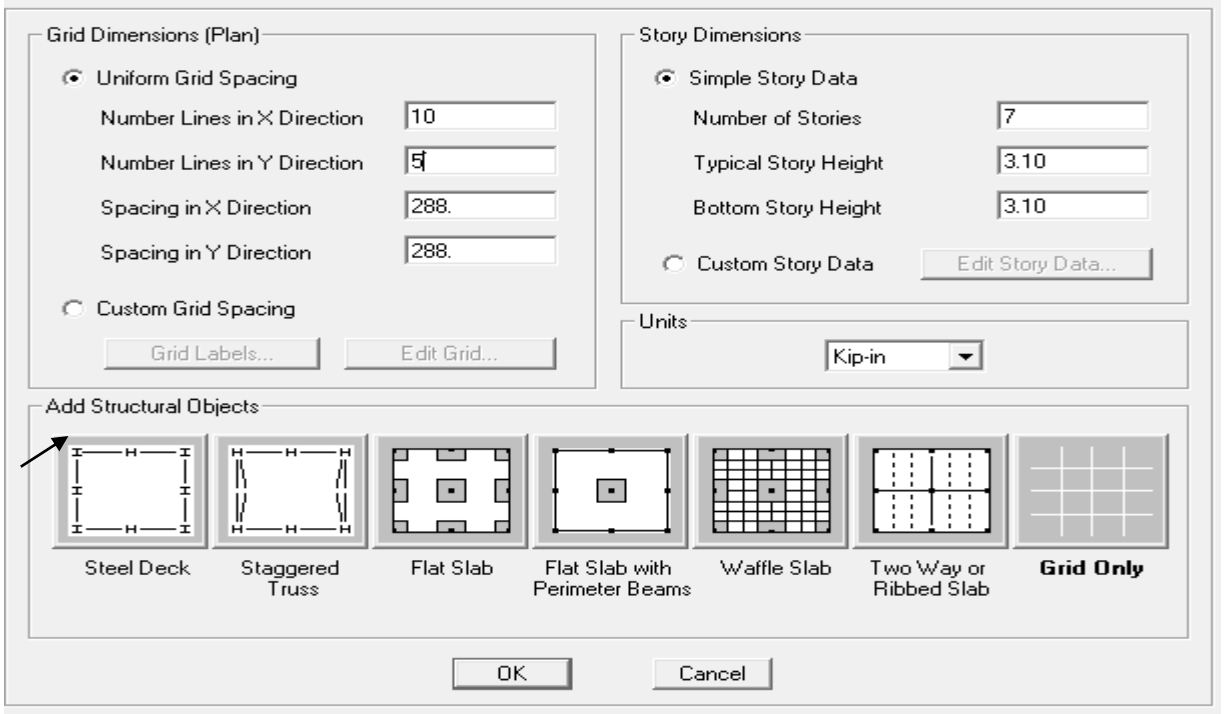


Figure IV.1 : géométrie de base dans l'ETABS

Pour une construction en Auto-Stable. On choisit l'icône **Grid Only**, dans la boite de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X…….(Numberlines in X direction).
- Le nombre des lignes dans la direction Y ……(Numberlines in Y direction).
- Nombre des travées dans le sens de Y …… (Number of baysalong Y).
- Longueur de travées dans le sens X entre axes ……(spacing in X direction).
- Hauteur d'étage ……(story Hight).
- Le nombre d'étage……..(Number of stories)
- La Hauteur d'étage courant…….(typical story height).
- La Hauteur en bas …….(bottom story height).

3-Propriétés mécanique du matériau utilisé

Cette étape consiste à la détermination des **propriétés mécaniques et géométrique** des éléments et leurs matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton

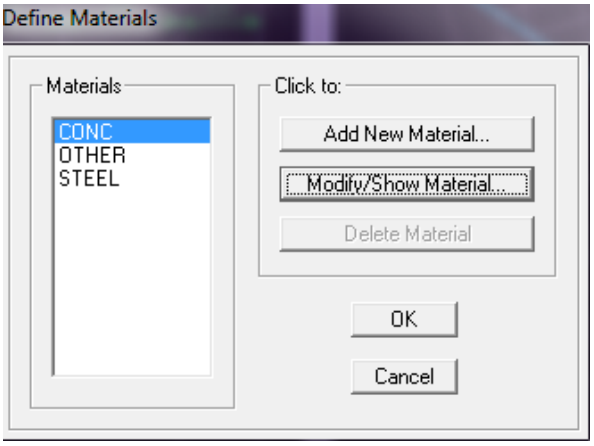
- ✓ On clique sur **Define Materils,** ---► on sélectionne

Concrete (béton) puis on clique sur **Modify / Show System.**

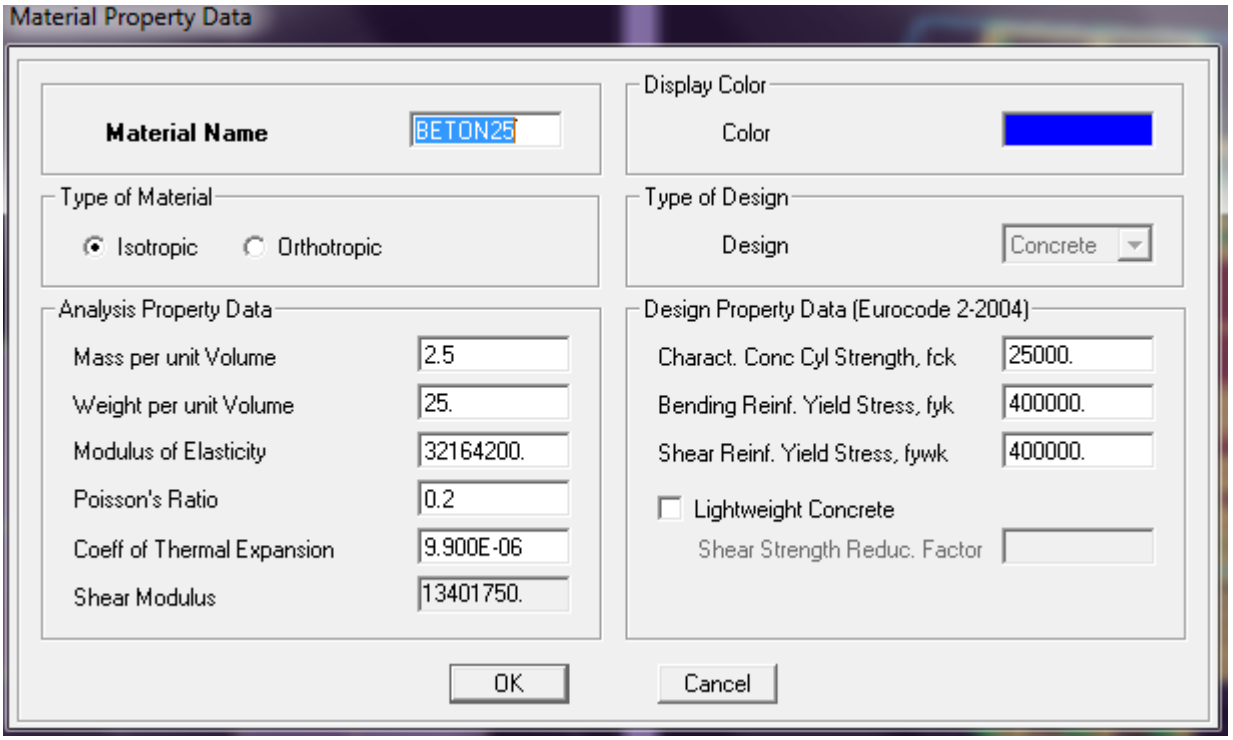
Dans la boite de dialogue qui apparait on aura à définir

Les propriétés mécaniques des matériaux en entrant les

Valeurs suivantes :



- **Mass per unit volume** (masse volumique du béton) : **2.5 KN/m²**
- **Weight per unit volume** (poids volumique du béton) : **25 KN/m²**
- **Modulus of Elasticity** (module de Young) : **32164200 KN/m²**
- **Specified concrete compressive strength** (contrainte max du béton à la compression): **25000KN/m²**



- **Figure IV.**2: définition des propriétés mécaniques dans le béton et l'acier.

- **Modification de géométrie de base**
  Pour modifier les longueurs des travées en clique sur bouton droit on choisir **Edit grid data.**

Modifier/show systhème

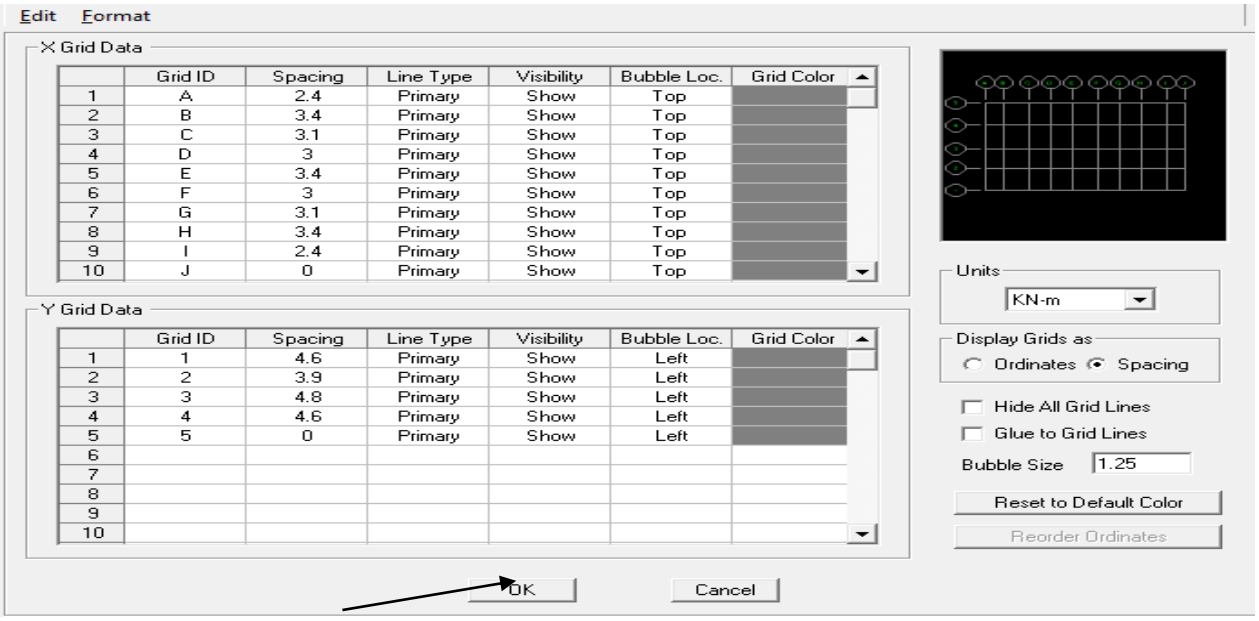
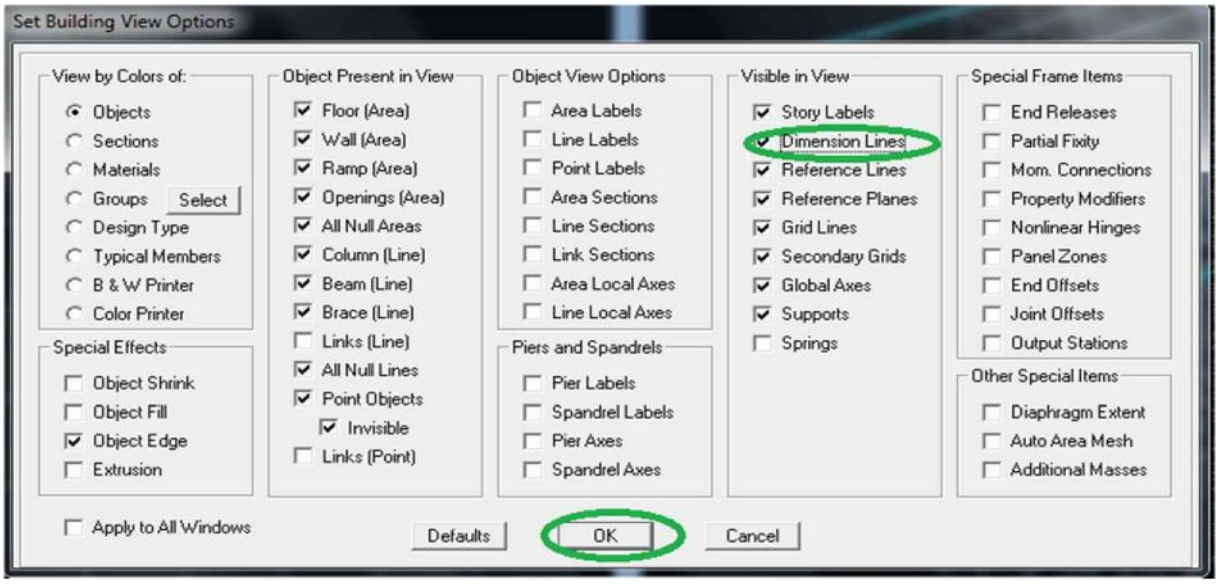


Figure IV.3 : modification de la géométrie de base

après avoir modifier les longueurs on clique sur oki

4) Vérification des dimensions

la barre des taches supérieure..view → . Set building view option... → visible in view → Dimension lines.



b) Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP)** et ceci de
La manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define puis Frame sections ou** **.**on sélectionne la liste présidente et on la supprime on clique sur **Delecte Property.**

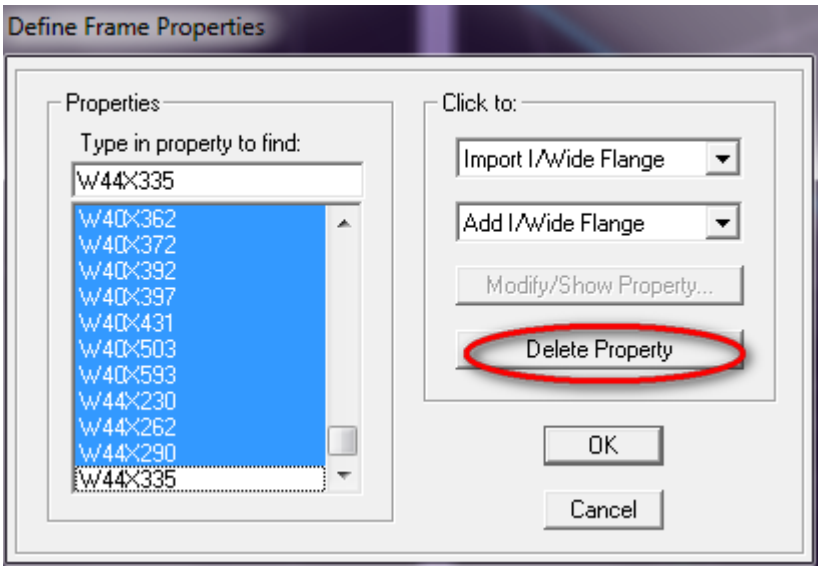


Figure IV.4 : introduction des éléments barres.

Puis On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **AddRectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).
une nouvelle boite de dialogue s'affichera, on y entrera les caractéristiques des poutres principales **(PP)** comme montré ci-dessous :

- **Section Name** (nom de la section) : **PP**
- **Material** (matériaux défini) : **Concrete** (béton25)
- **Depth** (hauteur de la poutre) : 0.40 m
- **Width** (largeur de la poutre) : 0.3m

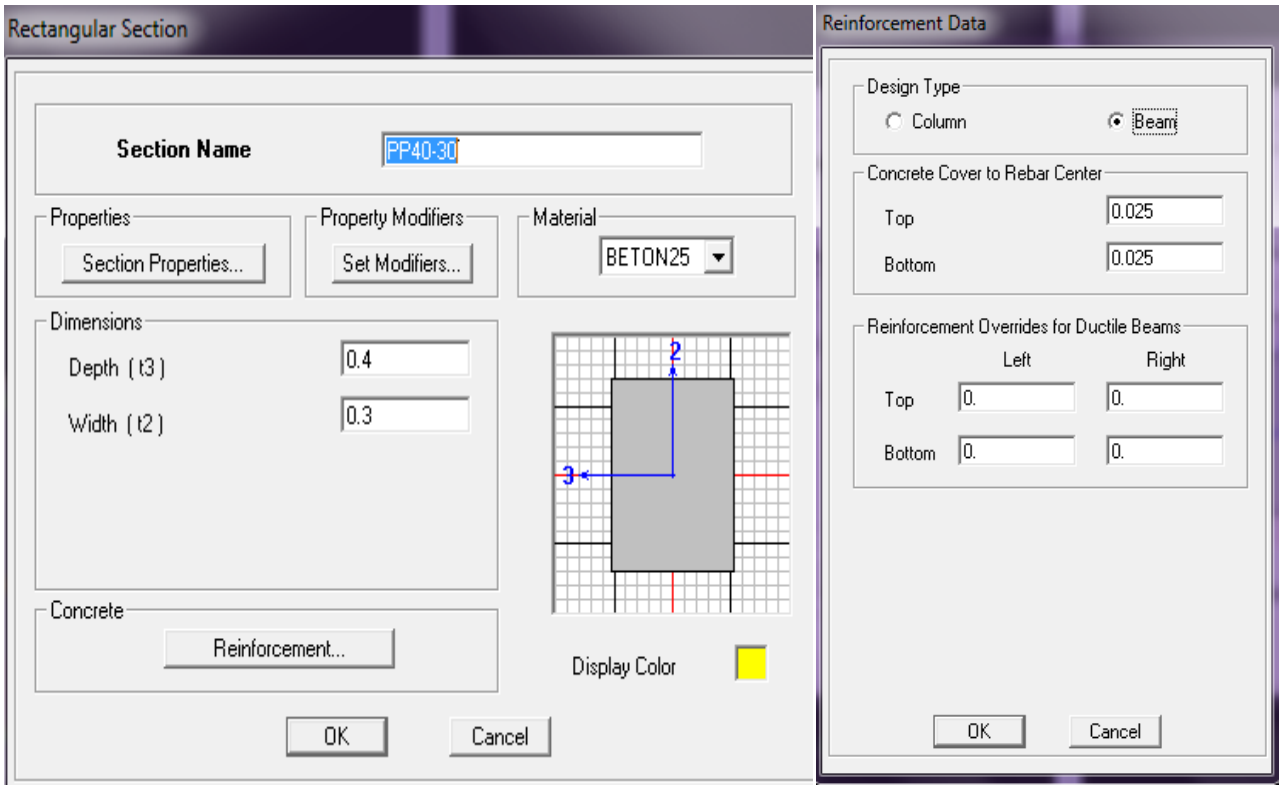


Figure IV.5 : introduction des sections des poutres .

➢ POTEAUX

Nous procédons de la même manière pour les autres éléments.

- **Section Name** (nom de la section) : **Poteau RDC-2**
- **Material** (matériaux défini) : **Concrete** (béton25)
- **Depth** (hauteur de la poutre) : 0.45 m
- **Width** (largeur de la poutre) : 0.45m

➢ Poutrelle :

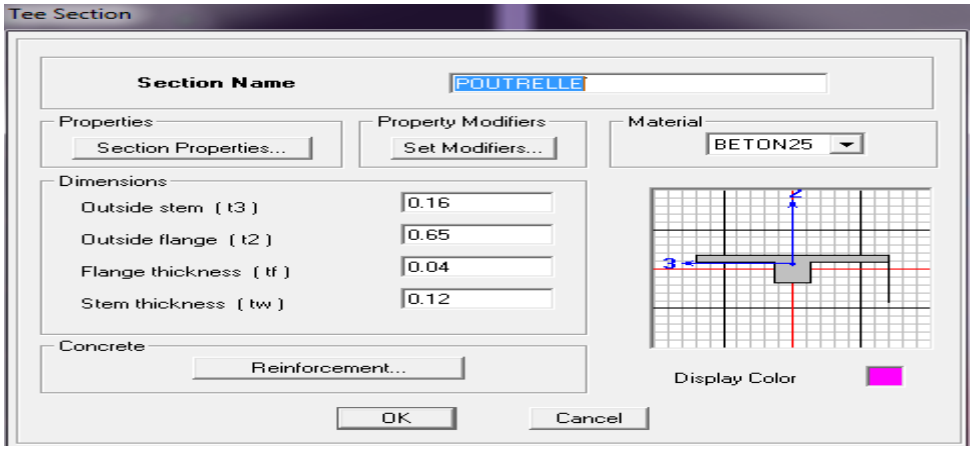


Figure IV.6 : introduction du la section de la poutrelle.

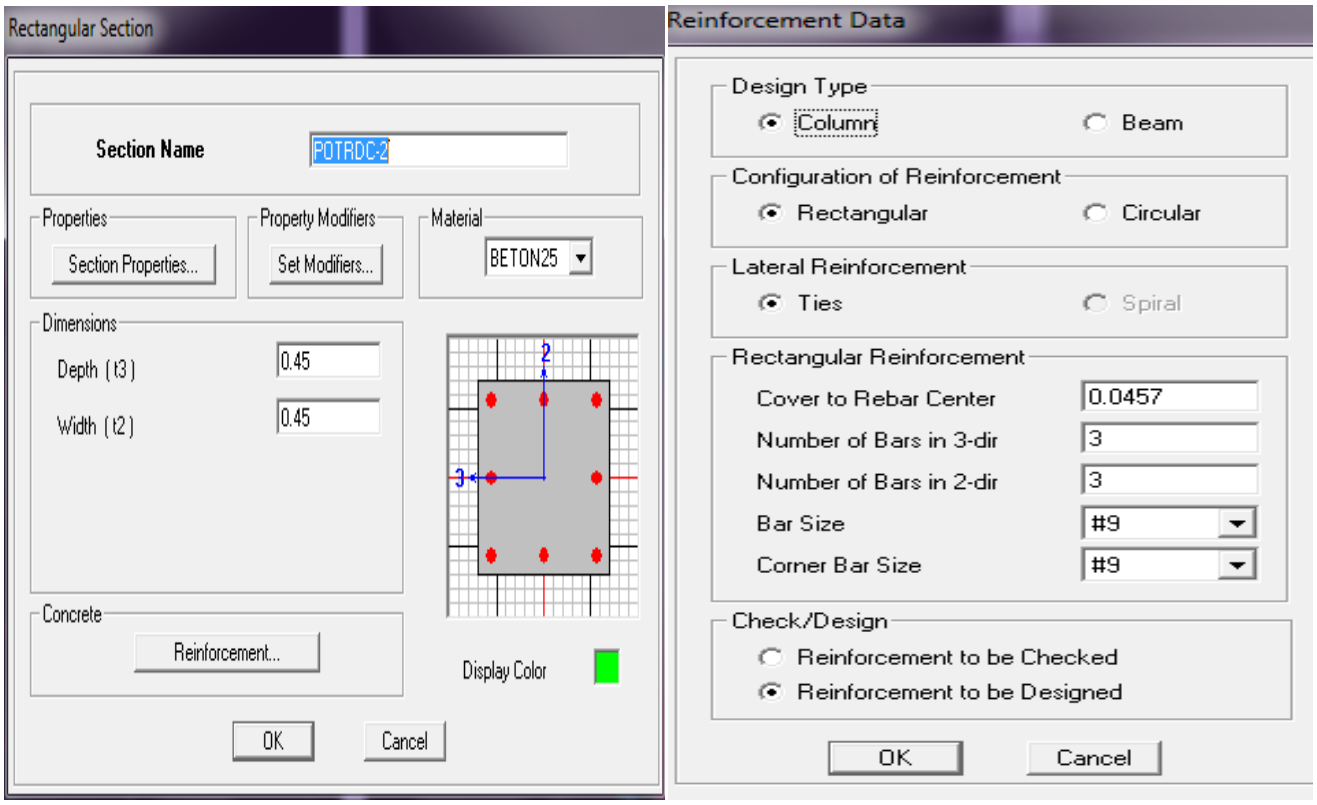


Figure IV.7 : introduction des sections des poteaux.

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.
Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques **(voile).**

On choisit le menu **Define** et **Wall/slab,** on clique sur **Add new Wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

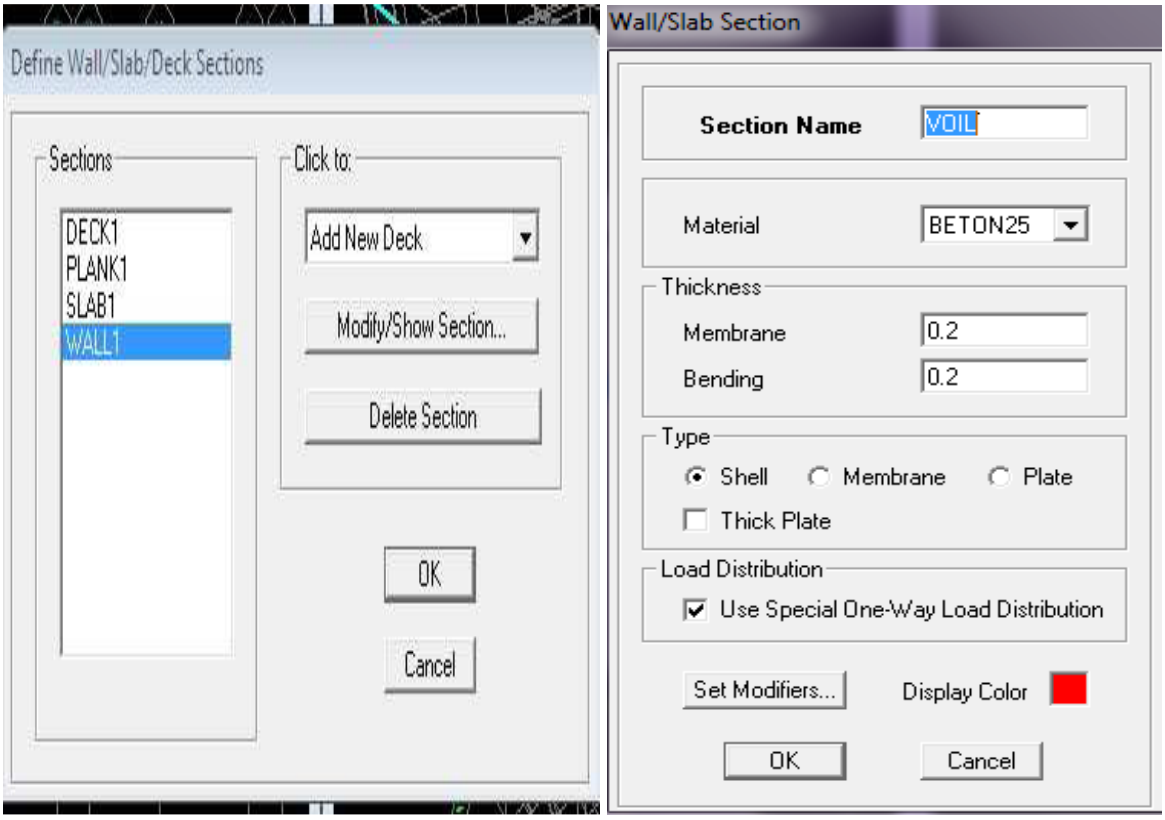


Figure IV.8 : introduction des sections des voiles

- **Remarque**

-Quand on modélise les voiles on doit modélisée leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme des voiles avec le dimensionnement des poteaux.

-Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir ainsi on:

1.- Sélectionnons-les.

2- Ramenant l'instruction suivant:

Assing → Shelle/Area PierLabel. →

c) troisièmes étapes

- **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 maximale d'accélération **(S_a/g)** pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T.**

❖ Données à introduire dans le logiciel

Zone : IIa (Zone à moyenne sismicité, voir Annexe 1 du RPA 2003).

Groupe d'usage : 2 (bâtiment courant, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)

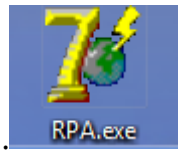
Coeff comportement : voile avec interaction

Remplissage : Dense (Cloison en maçonnerie)

Site : S3 (rapport du sol)

Facteur de qualité (Q) : La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône .



Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS.

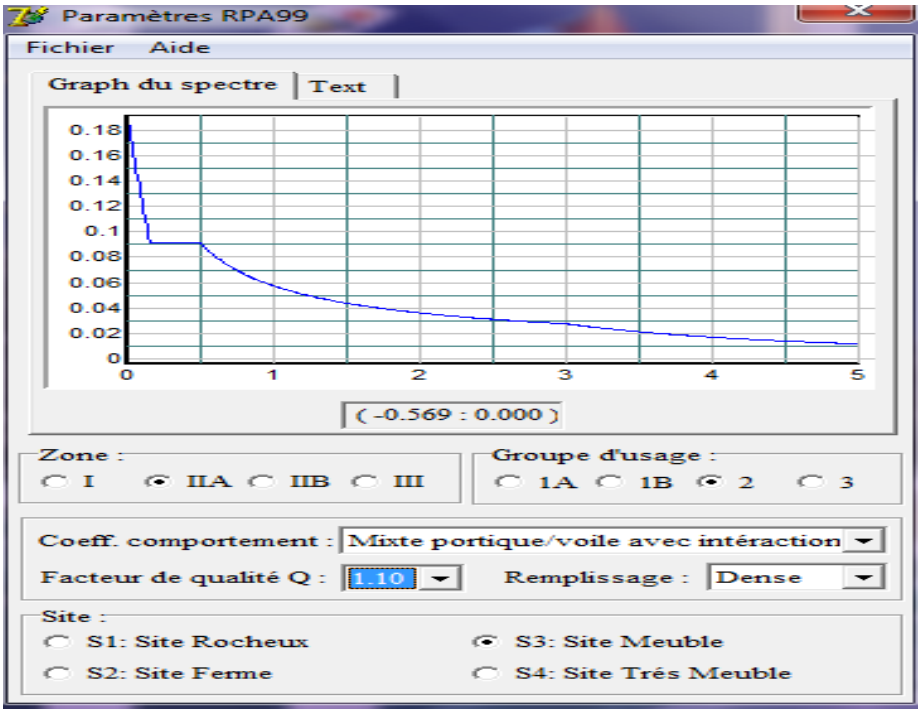


Figure IV.9: affectation des données dans le logiciel RPA

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur:

Define → Response Spectrum Functions → Spectrum

from file → Add new function

Fonctions Name (nom du spectre): **RPA.**

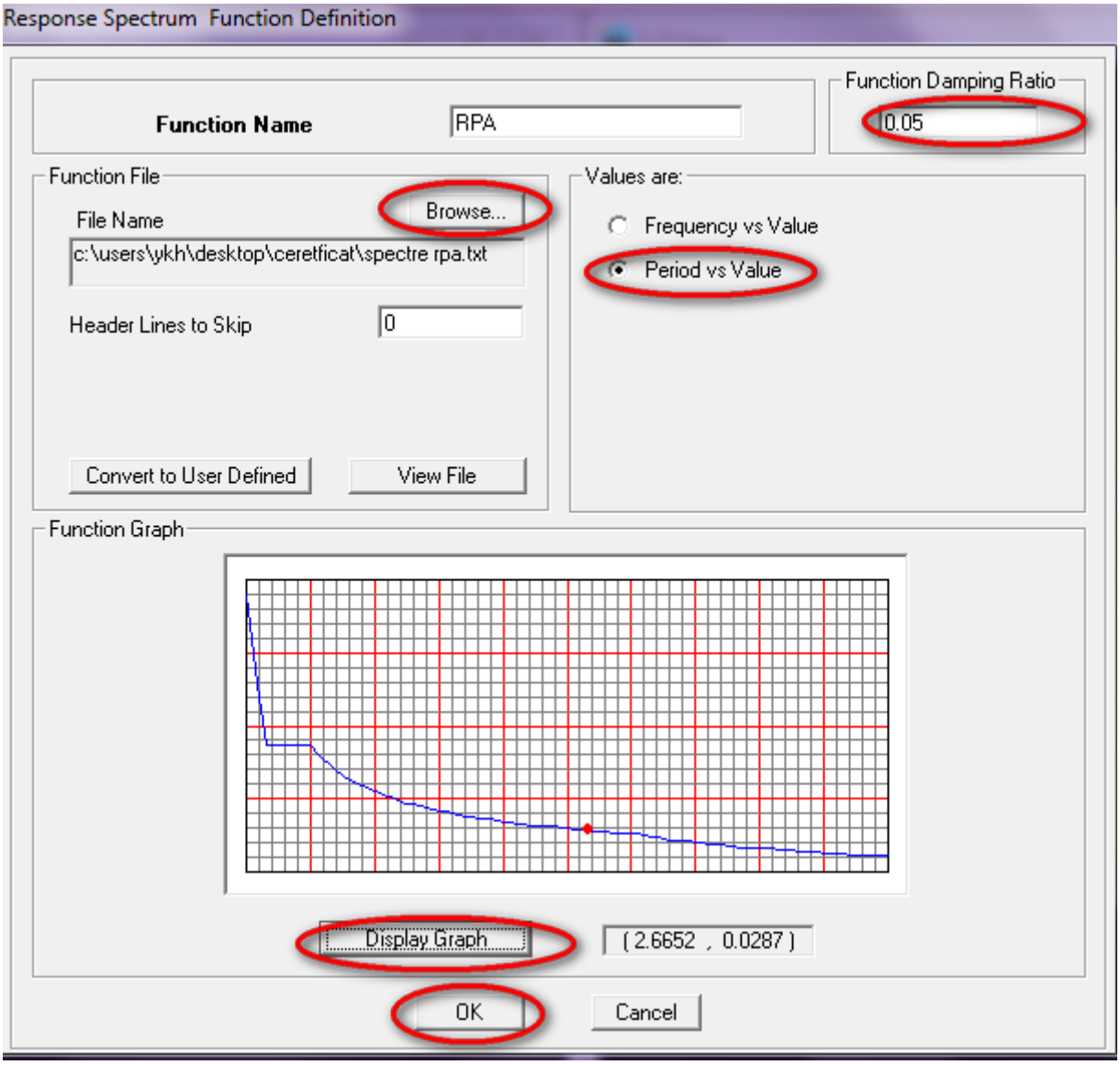


Figure IV.10: introduction de spectre dans le logiciel ETABS.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape

d) quatrièmes étapes :

Définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :
Define Reponses → **spectrum cases Add New Spectrum** →

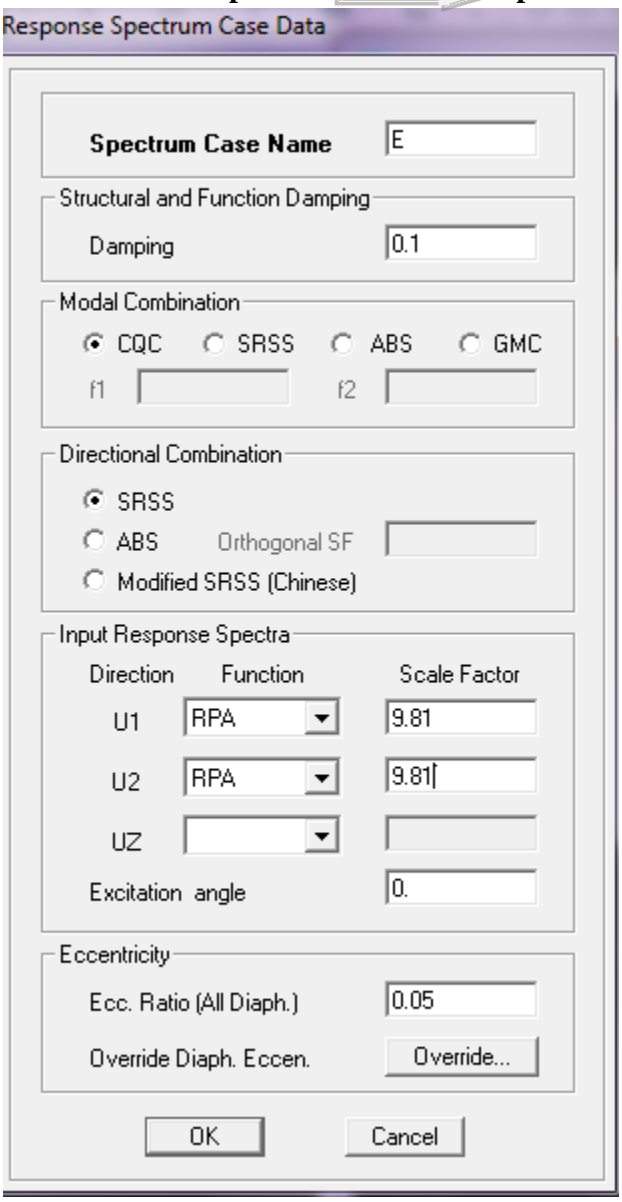


Figure IV.11: affectation des données du RPA dans l'ETABS

Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte Dans les deux directions principales (U1 et U2).

- **Définir les charges**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges D'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define** → **Load Cases.**

DEAD (charge permanente).
LIVE (surcharge d'exploitation).

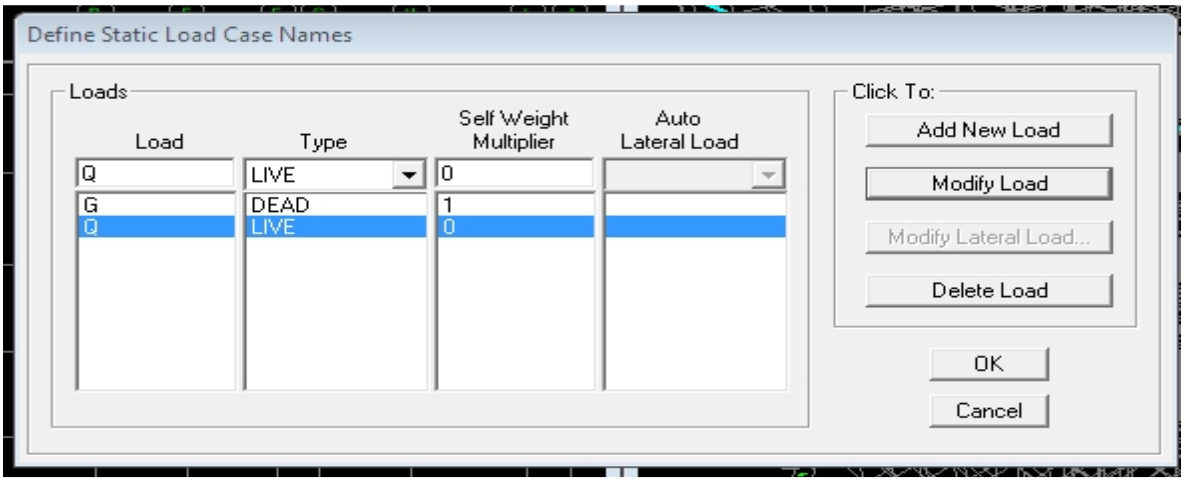


Figure IV.12: définition des charges G et Q

e) Cinquième étape :

- **chargement des plancher**

  Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Shell/Area loads** → **Uniform…(ou sur** **).**

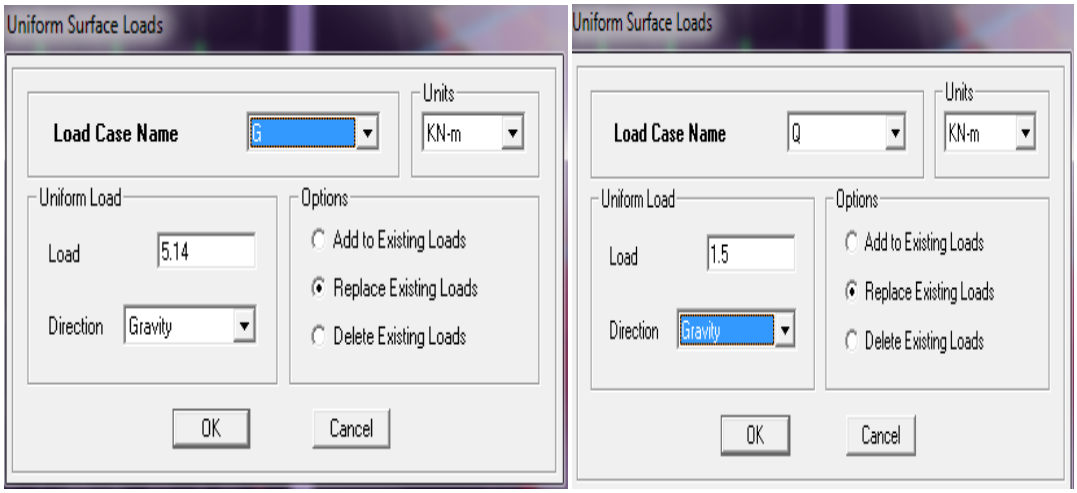


Fig VI.13.Chargement du plancher.

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load.**

f) Sixième étape : Introduction des combinaisons d'action

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont:

- **Combinaison aux états limites selon le BAEL 91**

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{cases}$$

- **Combinaison d'actions accidentelles du RPA**

$$\begin{cases} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{cases}$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :
Define load ⟹ **combination add New combo.** ⟹
Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges

Avec leurs coefficients, par exemple pour ELU (1.35 G+1.5Q):

Choisir G dans la Case Name et introduire 1.35 dans **Scale** Factor et cliquer sur **Add**
Choisir Q dans la Case Name et introduire 1.5 dans **Scale** Factor et Cliquer sur **Add**
Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec Modify

Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations**.

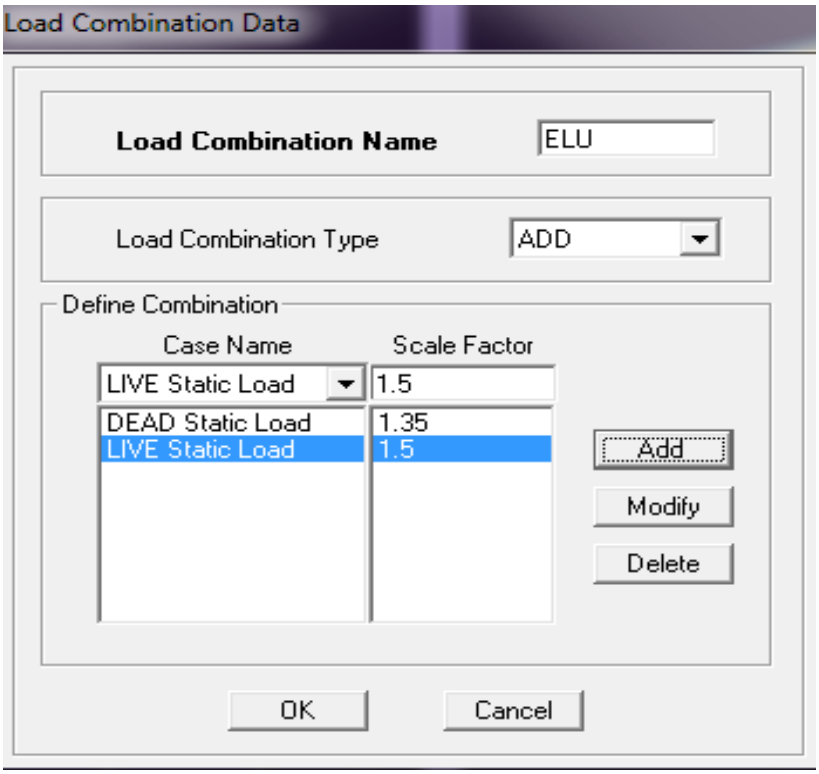


Figure IV.14: définir l'action sismique

on reprendre les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

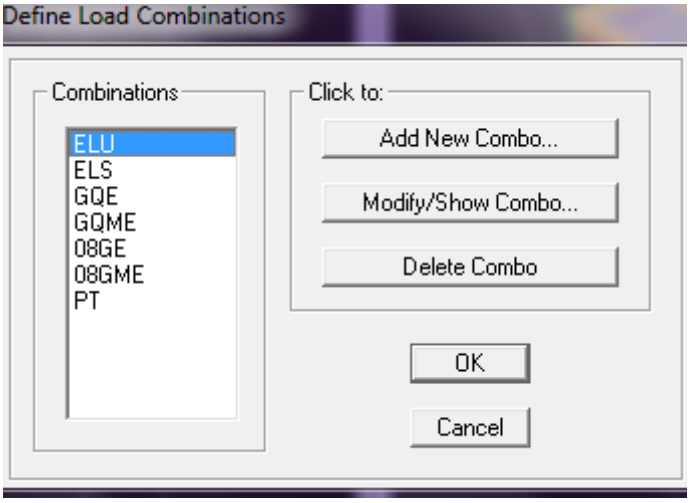


Figure VI.15.Introduction des combinaisons d'actions :

- **Masse source**

Define ⟶ Mass source

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass-Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure, soit : β=0.2

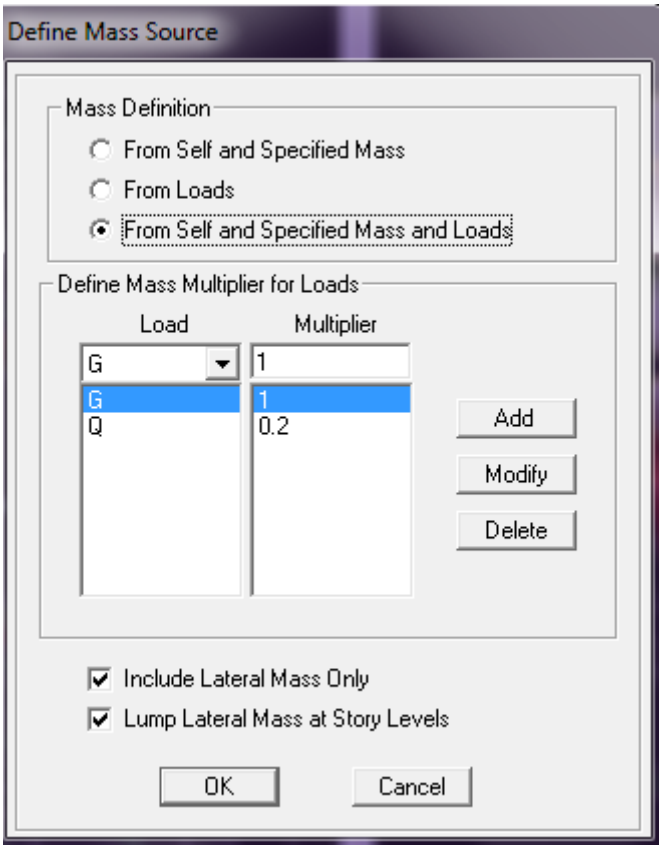


Figure VI.16. La combinaison du poids (G+0,2Q)

g) Septième étape :

Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

❖ **Appuis**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du Base puis on clique sur :

Assign ⟶ **Joint/point** ⟶ **Restraints**

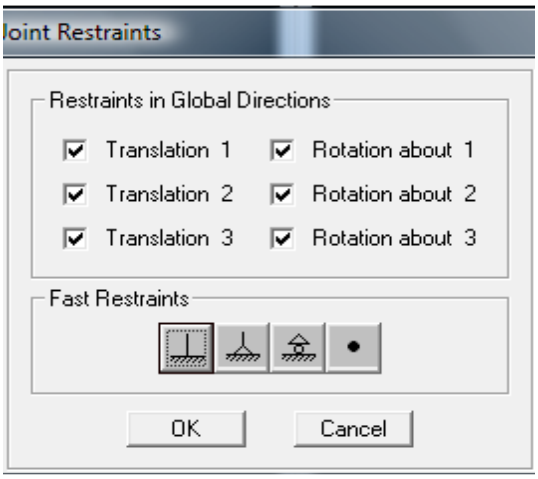


Figure VI.17 .Encastrement des appuis

❖ **Diaphragmes**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign Joint/point ⟶ **Diaphragm** ⟶ **Add New Diaphragm.**

(ou **)**

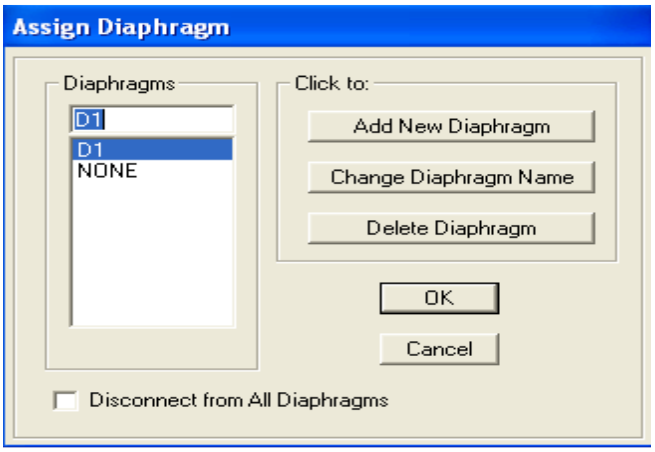


Figure VI.18. Le diaphragme

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour Valider.

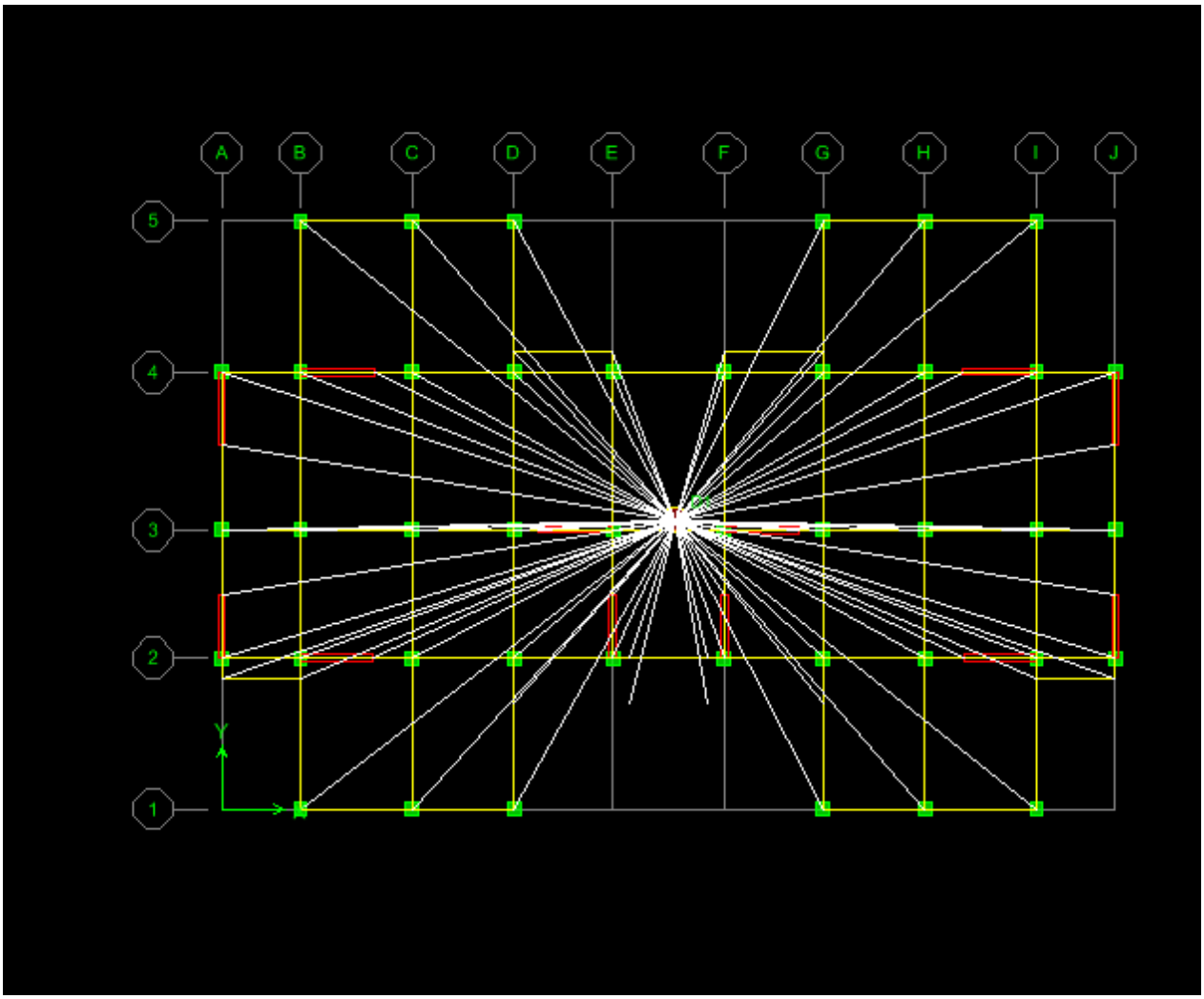


Figure VI.19.application du diaphragme

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

h) Huitième étape
Analyse et visualisation des résultats

Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **RunAnalysis**.ou bien on clique sur f5

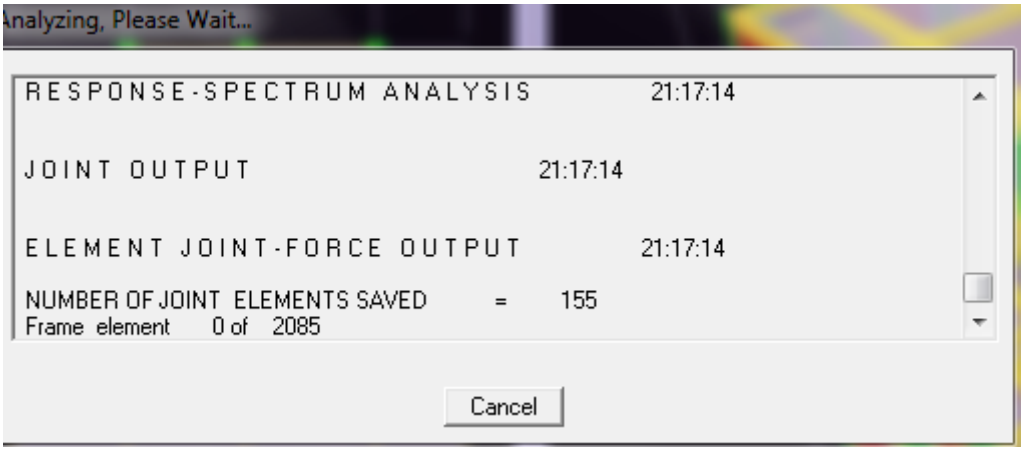


Figure VI.20. l'analyse de la structure.

❖ Visualisation des résultats

a) -Période et participation modale

Dans la fenêtre **display** → **show tables, on** click sur **Modal Information** et on Sélectionne la combinaison « **Modal** ».

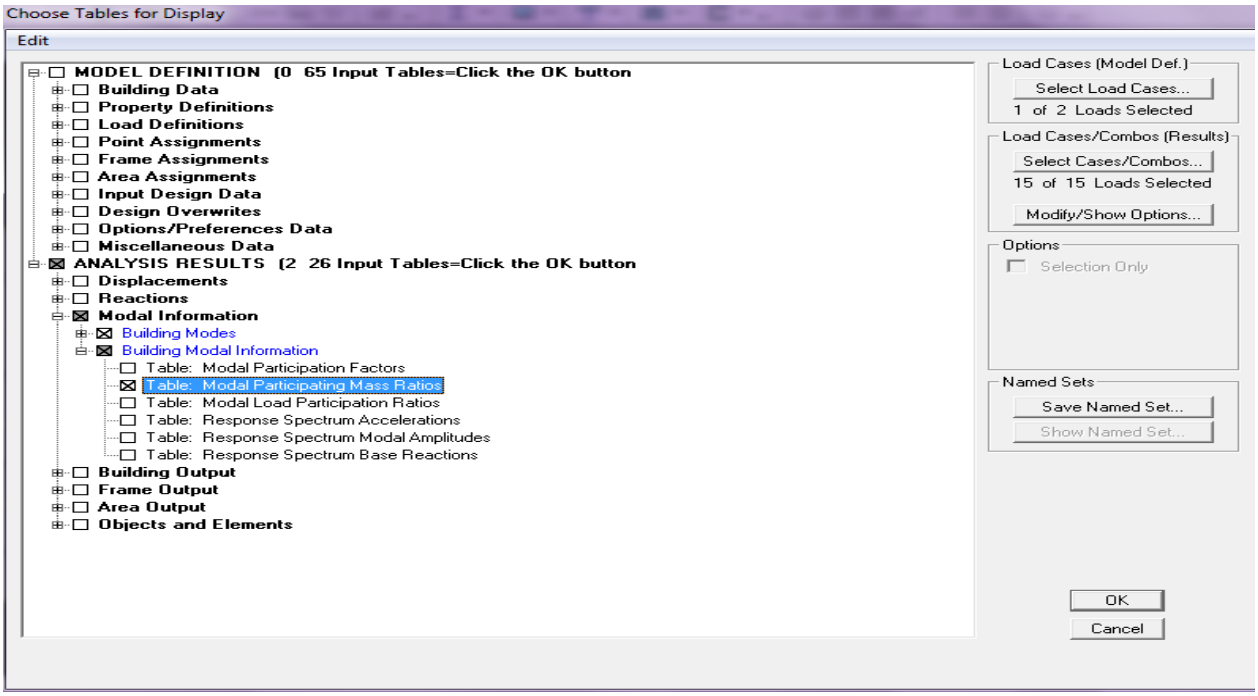


Figure VI.21.Choix des tableaux à afficher

- **Déformée de la structure**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape (**) et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram (**) dans le menu **Display**

- **Efforts internes dans les éléments barres**

➢ **Les poutres**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** ⟶ **Show tables** Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK.**

➢ **Les poteaux**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses »** et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche« **Displacements** »

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel, la** colonne **UX** correspend au sens xx, et **UY** au sens yy.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Réactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit **« E »**

- **Effort tranchant de niveau**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on selectionne le plan XZ

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on selectionne la combinaison **« E »**

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Remarque

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

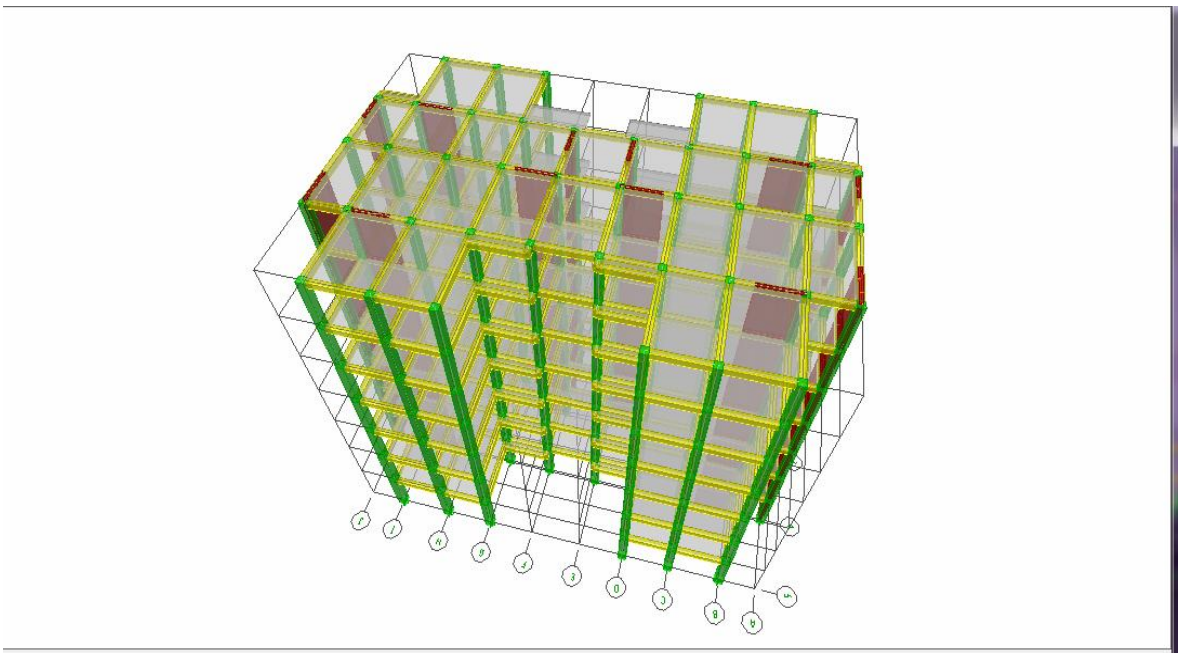


Fig VI.22. Modèle 3D de la structure.

CHAPITRE V :

Vérifications des exigences du RPA

V-Vérification des exigences du RPA

V.1-Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.
On doit vérifier les conditions suivantes :

- Système de contreventement.
- Nombre de modes à considérer
- Résultante des forces sismiques de calcul
- L'excentricité
- Les déplacements inter-étage.
- L'effet du second ordre

V.2Calcul dynamique du bâtiment

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

⇒ On utilise **la méthode spectrale modale** qui est applicable dans tous les cas.

V.3- Présentation de la méthode modale spectrale

a) Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser

b) Hypothèses de calcul :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis

Des déplacements horizontaux

c)Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique

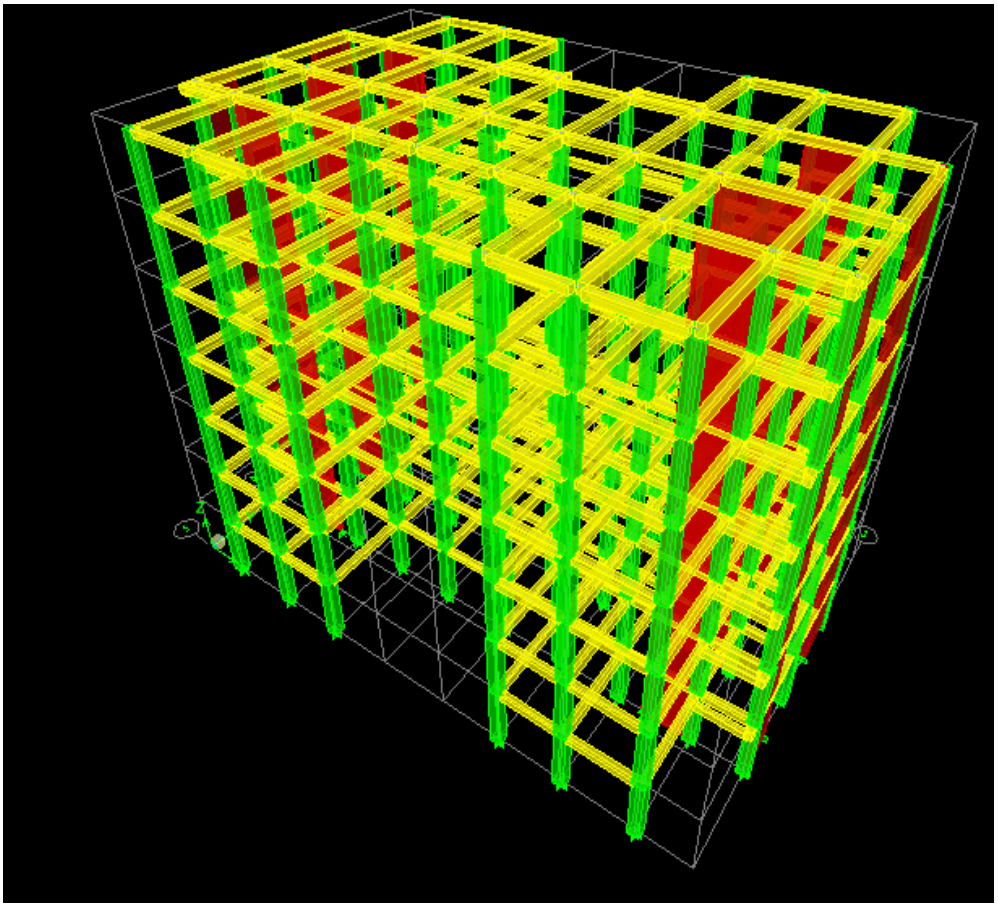
- ✓ La structure est classée en groupe d'usage **2** (**RPA 2003/Art 3.2**).
- ✓ La structure est de catégorie **S3** (sol meuble), selon les résultats donnés par le Laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de sismicité moyenne Zone **IIa**
- ✓ La structure à étudiée fait **21.7m** de hauteur

V.4-Nombre de modes à considérer

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.

➢ **La structure étudiée**

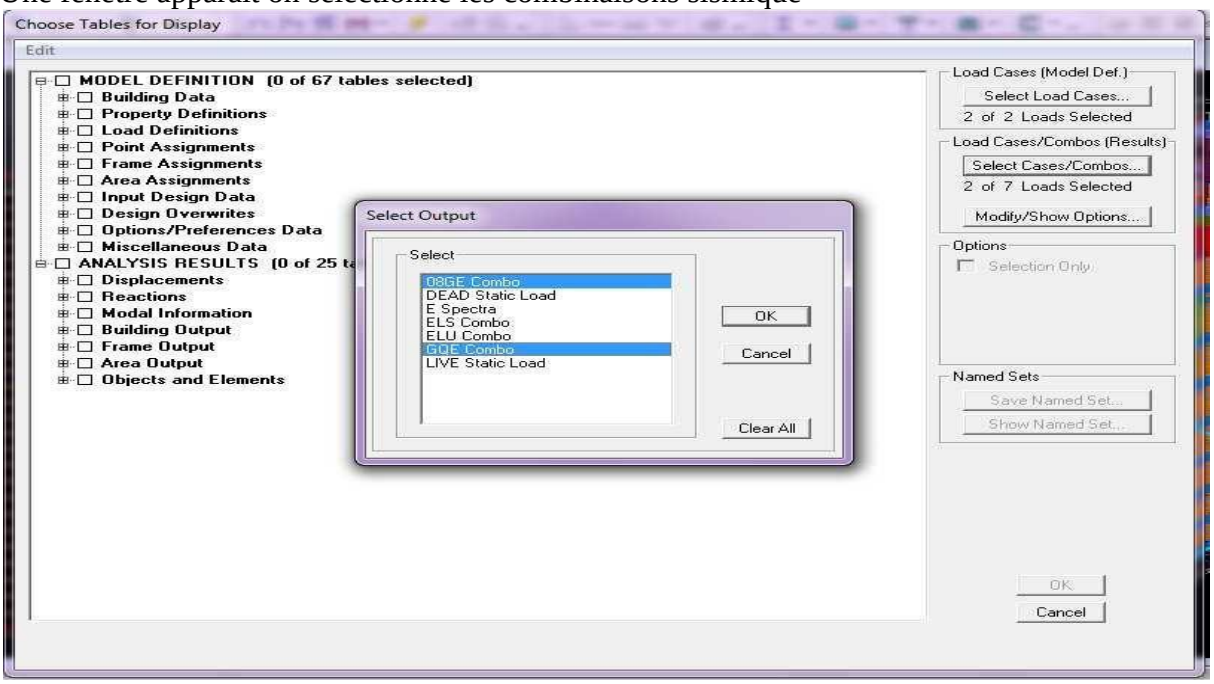


Visualisation des résultats

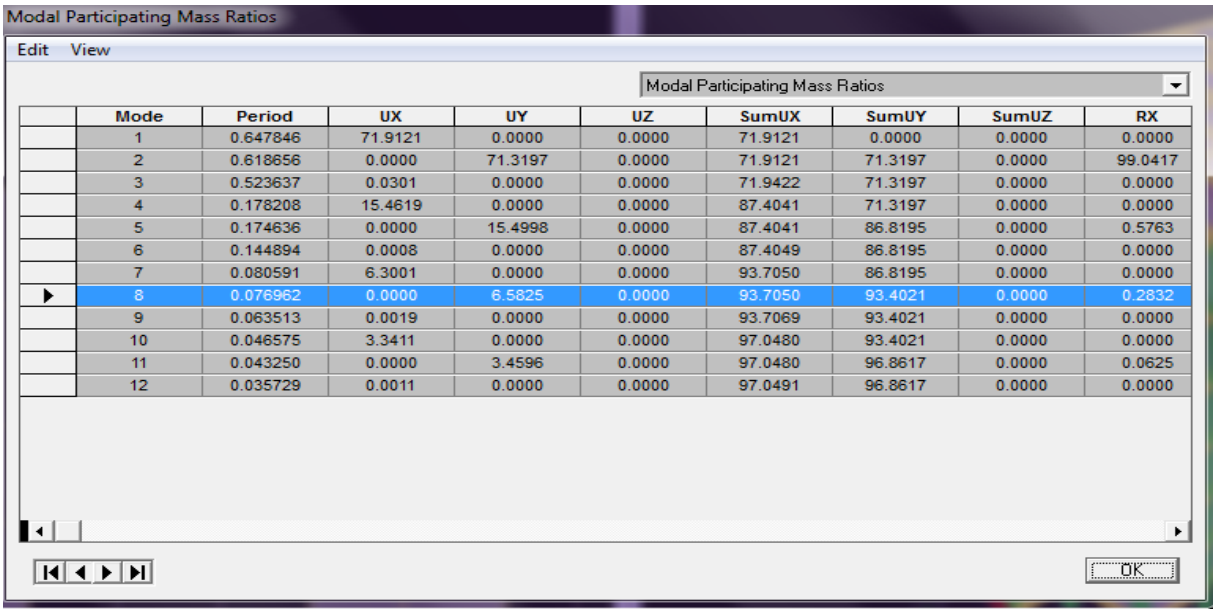
1) Période et participation modale

Display → show tables

Une fenêtre apparait on sélectionne les combinaisons sismique



Dans la même fenêtre on clique sur **modal information**→ building modal informations →table : **modal participating mass ratios.**



Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.647846	71.9121	0.0000	0.0000	71.9121	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.618656	0.0000	71.3197	0.0000	71.9121	71.3197	0.0000	99.0417
3	0.523637	0.0301	0.0000	0.0000	71.9422	71.3197	0.0000	0.0000
4	0.178208	15.4619	0.0000	0.0000	87.4041	71.3197	0.0000	0.0000
5	0.174636	0.0000	15.4998	0.0000	87.4041	86.8195	0.0000	0.5763
6	0.144894	0.0008	0.0000	0.0000	87.4049	86.8195	0.0000	0.0000
7	0.080591	6.3001	0.0000	0.0000	93.7050	86.8195	0.0000	0.0000
8	0.076962	0.0000	6.5825	0.0000	93.7050	93.4021	0.0000	0.2832
9	0.063513	0.0019	0.0000	0.0000	93.7069	93.4021	0.0000	0.0000
10	0.046575	3.3411	0.0000	0.0000	97.0480	93.4021	0.0000	0.0000
11	0.043250	0.0000	3.4596	0.0000	97.0480	96.8617	0.0000	0.0625
12	0.035729	0.0011	0.0000	0.0000	97.0491	96.8617	0.0000	0.0000

OK

Tableau V.1 : les modes des étages de la structure

Constatation

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale T = 0.647s.
2°/ Le 1er et le 2eme mode sont des modes de translation
3°/ Le 3ème mode est un mode de torsion.
4°/ dans le8^{eme} mode la masse participante >90%

- La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] de RPA. Ce dernier exige que cette période ne doive pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4)
- La période donné par l'ETABS est **: T=0.64s**

$$T_{empirique} = \left\{ C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \right\} = 0.05 \times 21.7^{0,75} = 0.503s$$

$T_{numirique} = 1.3 \times 0.503 = 0.654 > 0,647s$ condition vérifiée.

V.5- Caractéristiques géométriques de la Structure

- **l'excentricité**

D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au Niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Le RPA dicte que :

$e_x = 0.05 \times L_x = 27.55 \times 0.05 = 1.38m$
$e_y = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 18.25 = 0.91$ m
Tel que :

- **CM** : centre de masse.
- **CR** : centre de rigidité

- Il faut vérifier que : $|CMX - CRX| \leq 5\% \, L_X$.
  $|CMY - CRY| \leq 5\% \, L_y$.

Tableau V.2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure

Story	DIA	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	e y	lx	Ly
Story6	D1	13.600	8.834	13.600	8.722	0,000	0.112	1,38	0,91
STORY5	D2	13.600	8.876	13.600	8.752	0,000	0.124	1,38	0,91
STORY4	D3	13.600	8.876	13.600	8.792	0,000	0.084	1,38	0,91
STORY3	D4	13.600	8.876	13.600	8.837	0,000	0.039	1,38	0,91
STORY2	D5	13.600	8.876	13.600	8.883	0,000	-0.007	1,38	0,91
STORY1	D6	13.600	8.875	13.600	8.926	0,000	-0.051	1,38	0,91
RDC	D7	13.600	8.875	13.600	8.957	0,000	-0.082	1,38	0,91

D'après les résultats de tableau on constate :

$$\left.\begin{array}{l} |xcm - xcr| < 0.15Lx = 1.38 \\ |y_{CM} - Y_{CR}| < 0.15\,Ly = 091 \end{array}\right\} \Longrightarrow$$

La condition est Vérifiée.

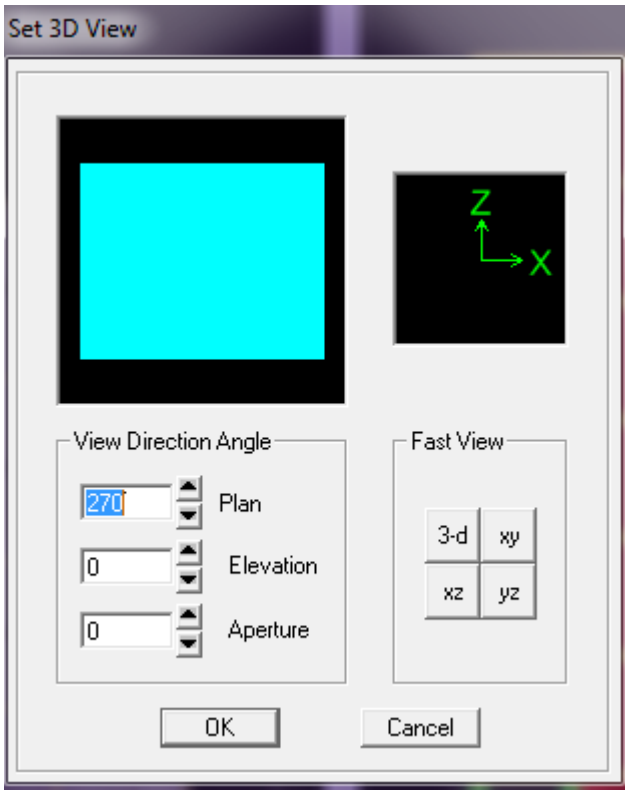
V.6- Système de contreventement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R [tableau 4.3 RPA]

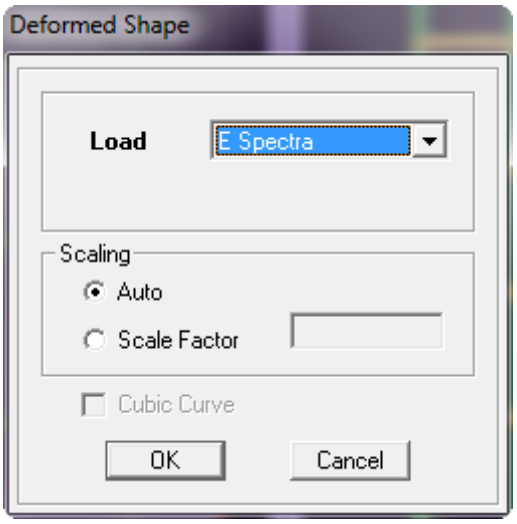
- Dans notre cas le système de contreventement peut être :
  - ✓ système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (Système 2).
  - ✓ système de contreventement mixte assuré par les voiles et les portiques avec justification d'interaction portique-voiles (Système 4.a).
  - ✓ système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé
  - ✓ (Système 4.b).

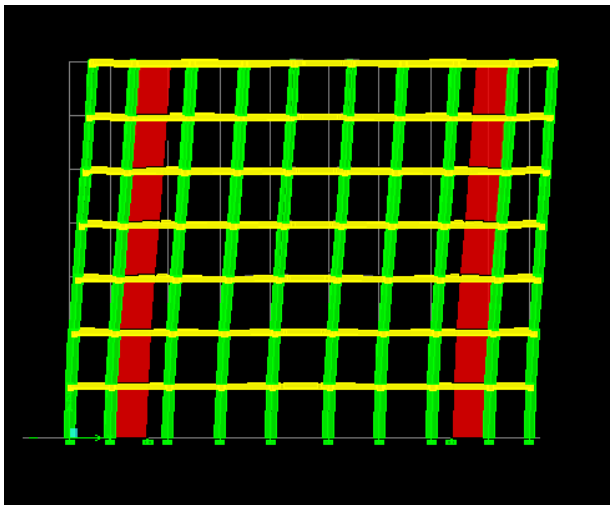
✓ **Justification du système de contreventement**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par L'ETABS view→set3D view →cette fenêtre apparait on met un angle 0 pour aperture et coucher xz



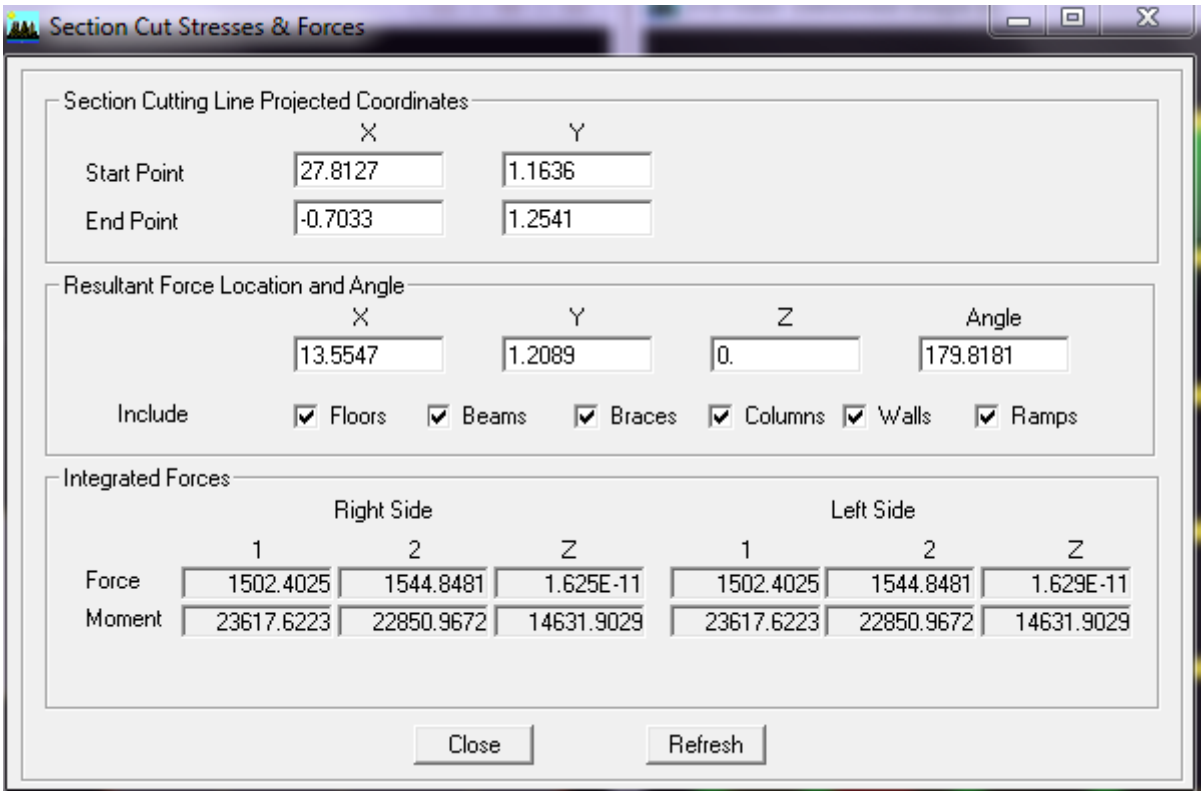
Display →s how deformed shape → on VA choisir la combinaision **E**





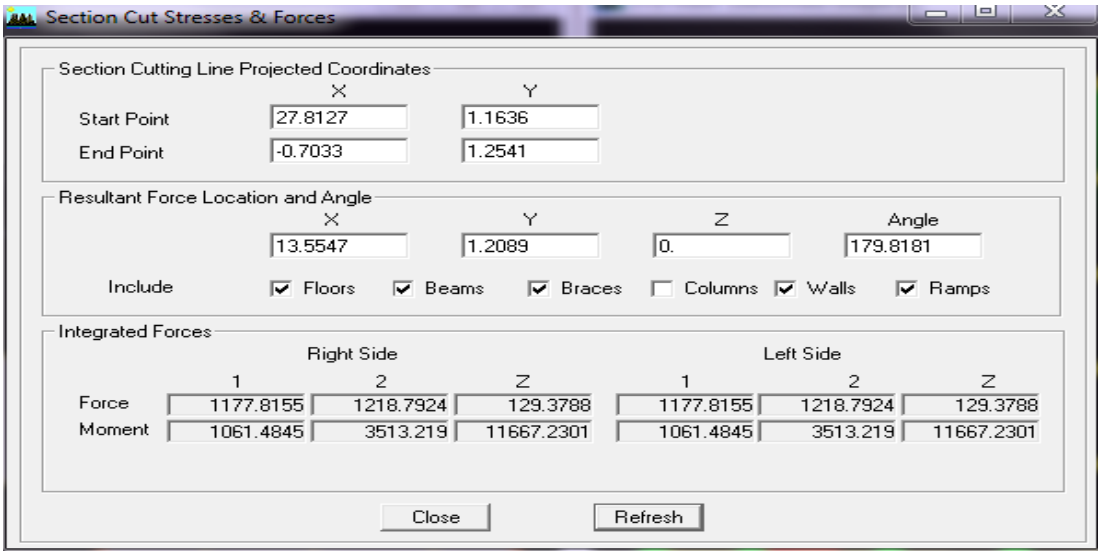
Draw → draw section cut

La somme des efforts repris par les voiles et les portiques apparait (sens x-1- ; sens y-2-)



v_x=1502.4025kn v_y=1544.8481kn

- ✓ **Charges verticales repris par les voiles**



Vx=1177.8155kn V_y=1218.7924kn

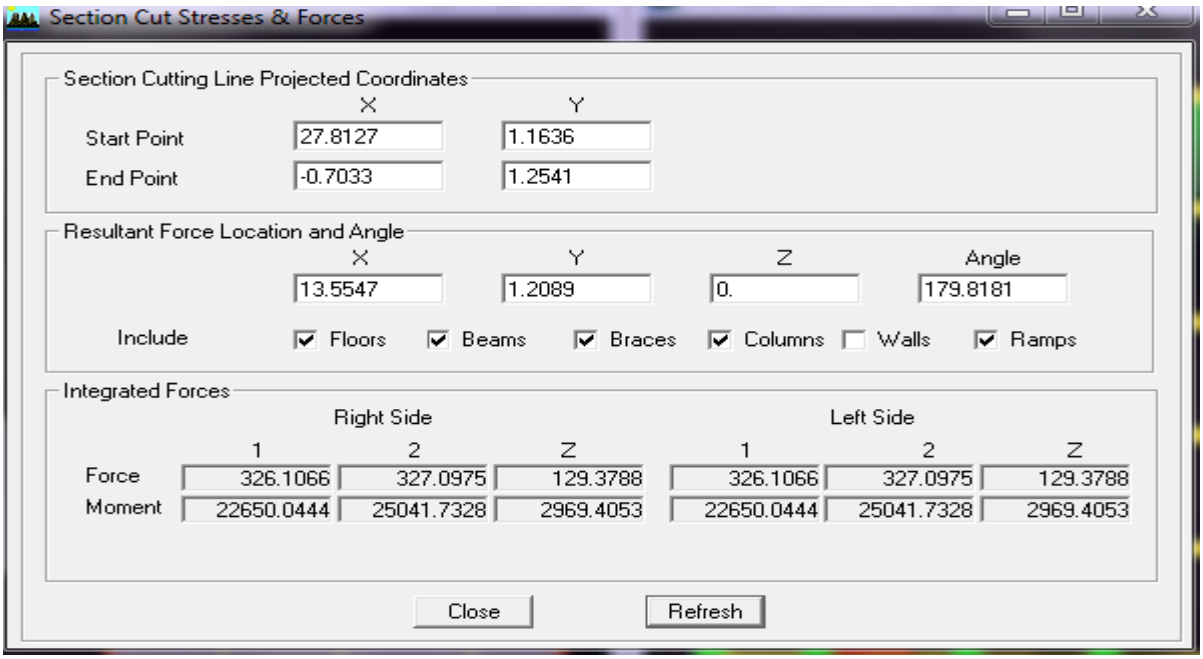
Sens x-x

$$Vx=\frac{1177.8155x\ 100}{1502.4025}=78.39\%$$

Sens y-y

$$V_y=\frac{1218.7924x100}{1544.8184}=78.90\%$$

- ✓ **Charges verticales repris par les portiques**



Vx= 326.1066kn v_y=327.0975kn

Sens x-x

$$Vx=\frac{326.1066\ x\ 100}{1502.4025}=21.70\%$$

Sens y-y

$$V_y=\frac{327.0975x\ 100}{1544.8481}=21.17\%$$

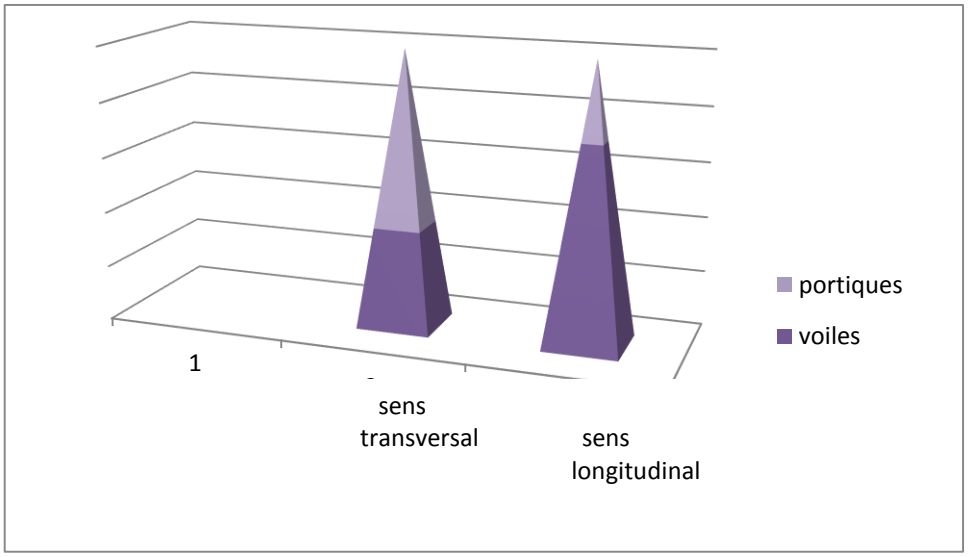
Conclusion

On constate que :

L'effort repris par les voiles est plus important que celui repris par les portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de **75%** des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le **RPA99modifié2003**, le système de contreventement est du type **4b** : système de contreventement assuré par des voiles , donc les portiques ne reprendrons que les efforts verticaux.

D'où R=4



V.7- Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente**

$$V = \frac{A.D.Q}{R}W \qquad \text{(RPA 4-1)}$$

A : **coefficient d'accélération de zone**, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1**

Tableau V.3 : la zone sismique et le group d'usage de bâtiment

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II_a	II_b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : A= 0.15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases} \qquad \text{(RPA 4-2)}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \ge 0.7 \qquad \text{(RPA 4-3)}$$

η : Facteur de correction d'amortissement :

ξ=0,7637

ξ=10 %

ξPourcentage d'amortissement critique

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages

Tableau V.4 : pourcentage d'amortissement critique ξ

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Site 03 :

T1 (sec)= 0.15 ; T2 (sec)=0.50

$$\mathbf{T = 0.09\frac{h_N}{\sqrt{D}}}$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Avec

D_x=27.55 m D_y=18.25m

- ✓ **Sens longitudinal**

T_X=0.09 h $_N$ /$\sqrt{D}x$ = 0.09x21.7 / $\sqrt{27.55}$=0.37

✓ **Sens transversal**

$T_y = 0.09\ h_N / \sqrt{Dy} = 0.09x21.7 / \sqrt{18.25} = 0.46s$

❖ La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Sens x-x :

$$Dx = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5x0.76(0.5/0.37)^{\frac{2}{3}} = 2.32$$

Sens y-y :

$$Dy = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5x0.76 \left(\frac{0.5}{0.46}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.01$$

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$

Avec :

P_q: 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	Sens X-X	Sens Y-Y
	Pénalité Pq	**Pénalité Pq**
Condition minimale des files porteuses	0.05	0.05
Redondance en plan	0.00	0.00
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.00	0,00
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	Q=1.10	**Q=1.10**

TableauV.5 : les critères de qualités

$$\mathbf{W} = \sum Wi \text{ avec } \mathbf{W_i} = \mathbf{W_{Gi}} + \boldsymbol{\beta}\ \mathbf{W_{Qi}}$$

W_{Gi}: poids dû aux charges permanentes

W $_{Qi}$: la charge d'exploitation
B : coefficient de pondération donné par **le tableau 4.1** : Pour un bâtiment d'habitation
β = 0.20
W : poids total de la structure, donné par ETABS.

W $_t$ **= 26709.87**

Story Shears

Edit View

Story Shears

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
RDC	GQE MAX	Bottom	30186.78	1502.40	1544.85	27955.102	291893.244	-387689.
RDC	GQE MIN	Top	29203.69	-1502.40	-1544.85	-27955.102	240688.173	-415571.
RDC	GQE MIN	Bottom	30186.78	-1502.40	-1544.85	-27955.102	244657.984	-433391.
RDC	GQME MAX	Top	29203.69	1502.40	1544.85	27955.102	278751.288	-378768.
RDC	GQME MAX	Bottom	30186.78	1502.40	1544.85	27955.102	291893.244	-387689.
RDC	GQME MIN	Top	29203.69	-1502.40	-1544.85	-27955.102	240688.173	-415571.
RDC	GQME MIN	Bottom	30186.78	-1502.40	-1544.85	-27955.102	244657.984	-433391.
RDC	08GE MAX	Top	19886.04	1502.40	1544.85	27955.102	196173.688	-252048.
RDC	08GE MAX	Bottom	20672.51	1502.40	1544.85	27955.102	207604.468	-258295.
RDC	08GE MIN	Top	19886.04	-1502.40	-1544.85	-27955.102	158110.574	-288851.
RDC	08GE MIN	Bottom	20672.51	-1502.40	-1544.85	-27955.102	160369.208	-303997
RDC	08GME MAX	Top	19886.04	1502.40	1544.85	27955.102	196173.688	-252048.
RDC	08GME MAX	Bottom	20672.51	1502.40	1544.85	27955.102	207604.468	-258295.
RDC	08GME MIN	Top	19886.04	-1502.40	-1544.85	-27955.102	158110.574	-288851.
RDC	08GME MIN	Bottom	20672.51	-1502.40	-1544.85	-27955.102	160369.208	-303997
RDC	PT	Top	25726.78	0.00	0.00	0.000	229086.077	-349884.
RDC	PT	Bottom	26709.87	0.00	0.00	0.000	237641.961	-363254

OK

Il faut vérifier que $V_{MSE}.0.8 < V_{ETABS}$

$V_X = \frac{0.15x2.32x1.10}{4}$ x 26709.87 = 2556.13x 0.8=2044.90KN

$V_y = \frac{0.15x\ 2x1.10}{4}$x26709.87 =2203.56x0.8=1762.85KN.

Display → show table → modal information →building modal information
→ Table: Response s spectrum Base Reactions

On lit la valeur **F1** qui correspond à **Vx** ET la valeur **F2** qui correspond à **Vy** dans la dernière case «ALL»

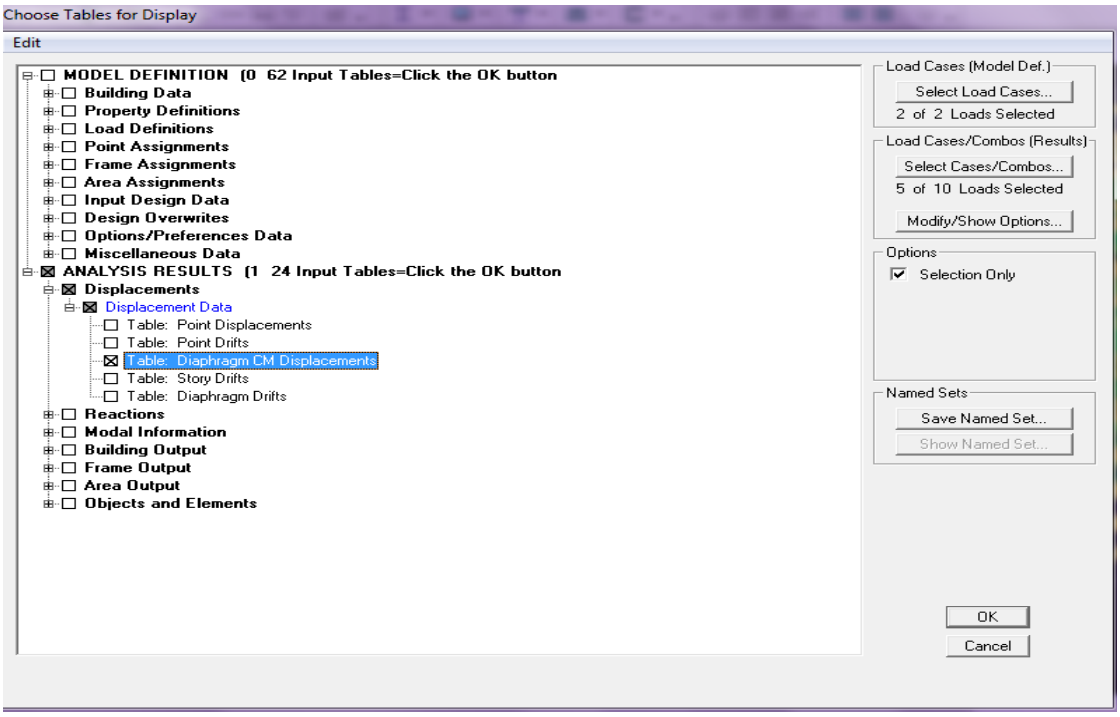
Vx=2144.10KN **Vy**=2204.68KN

- ✓ **Sens longitudinal**: 0.8 Vx =2044.90<V_{ETABS}=2144.10 kN→ **condition vérifié**
- ✓ **Sens transversal :** 0.8 V y =1762.85< V $_{ETABS}$=2204.68KN →**condition vérifié**

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

V-8 Vérification Déplacement inter étage

Display → show table →displacement → displacement data → diaphragm cm displacement → choisir combinaison E



- On doit vérifier que les déplacements inter étages ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage **[RPA 2003/Art 5.10].**

$$\Delta x \times R \leq 1\% h$$

Avec :

Δx : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y)
R: coefficient de comportement global de la structure **R=4**

Story	Ux	UY	Δ x	Δ y	Δ x × R	Δ y × R	1%He	OBS
TERASSE	0.0136	0.0129	0,0019	0.0019	0.0076	0.0076	0,031	C-V
STORY5	0.0117	0.0110	0,0022	0.0021	0.0088	0.0084	0,031	C-V
STORY4	0.0095	0.0089	0,0023	0.0022	0.0092	0.0088	0.031	C-V
STORY3	0.0072	0.0067	0,0024	0.0023	0.0096	0.0092	0,031	C-V
STORY2	0.0048	0.0044	0,0022	0.0021	0.0088	0.0084	0,031	C-V
STORY1	0.0026	0.0023	0,0018	0.0016	0.0072	0.0064	0,031	C-V
RDC	0.0008	0.0007	0,0008	0.0007	0.0032	0.0028	0,031	C-V

Tableau V.6 :Vérification les déplacements relatifs

V-9 Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

D'où :$\boldsymbol{\theta_K \leq 0.1} \Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé

Avec :

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » (déjà tiré d'ETABS)

V_k: effort tranchant d'étage au niveau « k » on le tire d'ETABS

Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons les combinaisons sismique (G+Q+E et 0.8G+E) (on la tiré précédemment)

H_k : hauteur de l'étage « k »

P_K =m x g (pour chaque niveau).

V_k= effort tranchant de chaque niveau → obtenu par la méthode précédente.(effort tranchant a la base)

- View→ set 3d view
- Draw→ draw section cut

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants

✓ **Sens longitudinal (x-x)**

Story	Pk	Δ x	V k x	H k	θ	condition	OBS
STORY6	4270.632	0,0019	536.013	3.10	0.005	≤ 0,1	c-v
STORY5	4375.794	0,0022	900.864	3,10	0.0034	≤ 0,1	c-v
STORY4	4500.308	0,0023	1213.353	3,10	0.0028	≤ 0,1	c-v
STORY3	4574.990	0,0024	1460.002	3,10	0.0024	≤ 0,1	c-v
STORY2	4574.990	0,0022	1641.073	3,10	0.0020	≤ 0,1	c-v
STORY1	4648.570	0,0018	1764.675	3,10	0.0015	≤ 0,1	c-v
RDC	4733.209	0,0008	1837.801	3.10	0.0007	≤ 0,1	c-v

Tableau v.6 : justification de l'effet **P-Δ** sens (x-x)

✓ **Sens transversal (y-y)**

Story	Pk	Δ y	V k y	H k	Θ	condition	OBS
STORY6	4270.632	0.0019	555.532	3.10	0.0047	≤ 0,1	c-v
STORY5	4375.794	0.0021	932.171	3.10	0.0032	≤ 0,1	c-v
STORY4	4500.308	0.0022	1255.272	3,10	0.0025	≤ 0,1	c-v
STORY3	4574.990	0.0023	1508.845	3,10	0.0022	≤ 0,1	c-v
STORY2	4574.990	0.0021	1692.826	3,10	0.0018	≤ 0,1	c-v
STORY1	4648.570	0.0016	1817.659	3,10	0.0013	≤ 0,1	c-v
RDC	4733.209	0.0007	1889.723	3,10	0.0006	≤ 0,1	c-v

Tableau v.7 : justification de l'effet **P-Δ** sens (y-y)

V-10 Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule Suivante :

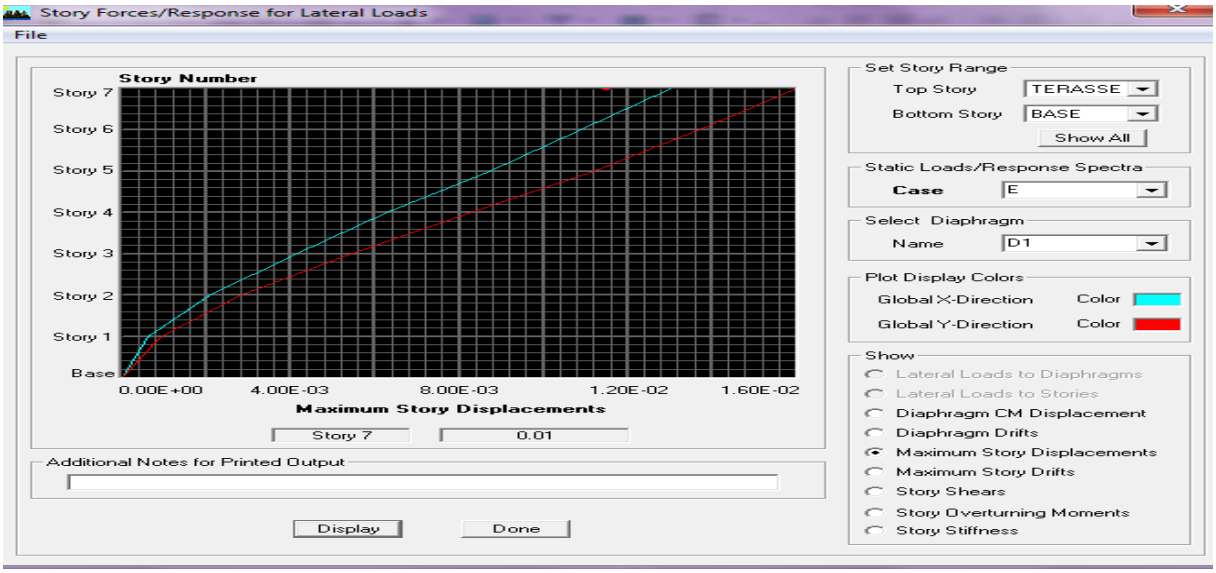
$$\partial_{MAX} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

$\partial_{MAX} = 0.01 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{21.7}{500} = 0.0434$ ⟹ condition est vérifiée

Les déplacements maximaux selon x-x et y-y



V-11 Justification de L'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de 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 :

$$\upsilon = \frac{Nd}{Bc\, fc28} \leq 0.3$$

Avec :

- υ: Effort normal réduit
- B_c: Section brute de l'élément.
- fc_{28}: Résistance caractéristique du béton
- N_d: Effort normal de compression max

N_d est tiré d'ETABS ⇒ on sélectionne d'abord les poteaux

Display →show table →frame output →frame force →table: Colum force → combinations (0.8G+Q) ET(G+Q+E)

Column Forces

Edit View

Column Forces

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY1	C2	GQE MAX	0.000	277.35	15.40	3.67	0.615	14.29
STORY1	C2	GQE MAX	1.350	284.19	15.40	3.67	0.615	9.493
STORY1	C2	GQE MAX	2.700	291.02	15.40	3.67	0.615	5.020
STORY1	C2	GQE MIN	0.000	-666.55	-20.47	-3.95	-0.615	-14.27
STORY1	C2	GQE MIN	1.350	-659.71	-20.47	-3.95	-0.615	-9.10
STORY1	C2	GQE MIN	2.700	-652.88	-20.47	-3.95	-0.615	-4.26
STORY1	C2	GQME MAX	0.000	277.35	15.40	3.67	0.615	14.29
STORY1	C2	GQME MAX	1.350	284.19	15.40	3.67	0.615	9.493
STORY1	C2	GQME MAX	2.700	291.02	15.40	3.67	0.615	5.020
STORY1	C2	GQME MIN	0.000	-666.55	-20.47	-3.95	-0.615	-14.27
STORY1	C2	GQME MIN	1.350	-659.71	-20.47	-3.95	-0.615	-9.10
STORY1	C2	GQME MIN	2.700	-652.88	-20.47	-3.95	-0.615	-4.26
STORY1	C2	08GE MAX	0.000	331.41	16.24	3.72	0.615	14.33
STORY1	C2	08GE MAX	1.350	336.88	16.24	3.72	0.615	9.458
STORY1	C2	08GE MAX	2.700	342.35	16.24	3.72	0.615	4.916
STORY1	C2	08GE MIN	0.000	-612.48	-19.63	-3.89	-0.615	-14.23
STORY1	C2	08GE MIN	1.350	-607.02	-19.63	-3.89	-0.615	-9.13

OK

Tableaux qui résument les résultats obtenue pour la vérification de l'effort normale réduit

	élément	N_d	B_C	F_{c28}	υ	condition	obs.
45x45	C9	1269.75	0.20	25000	0.25	≤0.30	C-V
40x40	C14	805.01	0.16	25000	0.20	≤0.30	C-V
35x35	C13	271.73	0.12	25000	0.09	≤0.30	C-V

Conclusion

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferraillage de la Structure.

CHAPITRE VI : Ferraillage des éléments

Feraillage des poteaux

VI.1 Ferraillage des poteaux

VI.1.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Fe (M Pa)	F_{c28}	γ_b	γ_s	F_{bu}	σ_s (M Pa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
accidentelle	400	25	1.15	1	21.73	400

Tableau VI.1.1 :

VI.1.1Caractéristique mécanique des matériaux.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions en tenant compte de ces trois types de sollicitations :

- ✓ Effort normal maximal et moment correspondant. $\mathbf{N_{max} \rightarrow M_{cor}}$
- ✓ Effort normal minimal et moment correspondant. $\mathbf{N_{min} \rightarrow M_{cor}}$
- ✓ Moment maximal et effort normal correspondant. $\mathbf{M_{max} \rightarrow N_{cor}}$

Sous les combinaisons :

RPA.99/modifié 2003 :

G + Q ± E

0.8 G ± E

BAEL.91/modifié 99 :

ELU : 1.35 G +1.5 Q

ELS : G + Q

VI.1.2 Recommandation du RPA (zone IIa)

VI.1.2.1 Armature longitudinales (Art : 7.4.2.1 RPA 99/2003)

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets

- ✓ **Leur pourcentage minimal** → $A_{min} = 0.8\% \times b \times h$

Poteau (45x45) $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2cm^2$

Poteau (40x40) $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8cm^2$

Poteau (35x35) $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8cm^2$

- ✓ **Leur pourcentage maximal**

Zone courante :

$$Amax = 4\% \times b \times h$$

Poteau (45x45) $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81cm^2$

Poteau (40x40) $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64cm^2$

Poteau (35x35) $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49cm^2$

Zone de recouvrement

$$Amax = 6\% \times b \times h$$

Poteau (45x45) $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5cm^2$

Poteau (40x40) $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96cm^2$

Poteau (35x35) $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5cm^2$

- ✓ Le diamètre minimal est de $\Phi 12$
- ✓ La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  L = 25 cm (zone IIa).
- ✓ Les jonctions par **recouvrements** doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

VI.1.2.2 Armature transversales

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- ✓ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- ✓ Positionner les armatures longitudinales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2)

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho\, Vu}{ht\, fe}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

Ht : hauteur total de la section brute.

F_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400$ [M Pa].

A_t : Armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

- $\rho = 2.50$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$
- $\rho = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

St : Espacement des armatures transversales :

- $St \leq$ Min ($10\,\phi_l$; 15 cm) en zone nodal.
- $St \leq 15\,\phi_l$ en zone courante.

Avec : **ϕ_l** : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

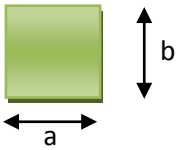
- **La quantité d'armatures transversales minimale :**

$\frac{At}{St\,b}$: En %, elle est donnée comme suit :

- 0.3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8 % si $\lambda_g \leq 3$
- Par interpolation entre les valeurs précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

- **Calcul d'élancement géométrique:**

$$\lambda_g = \left[\frac{Lf}{a} \text{ ou } \frac{Lf}{b}\right]$$



Avec :

« a » et **« b »** représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la Direction de la déformation considérée

L_f : longueur de flambement du poteau.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur Droite de **10 ϕ_t** minimum.

VI.1.3 Les étapes de calcul en flexion composée à l'ELU.

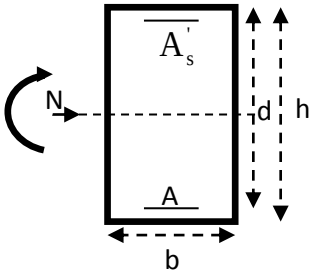
Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- ✓ Section partiellement comprimée (SPC).
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC).

➢ **Calcul du centre de pression**

Deux cas peuvent se présenter :

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$



A) Section partiellement comprimée (SPC) :

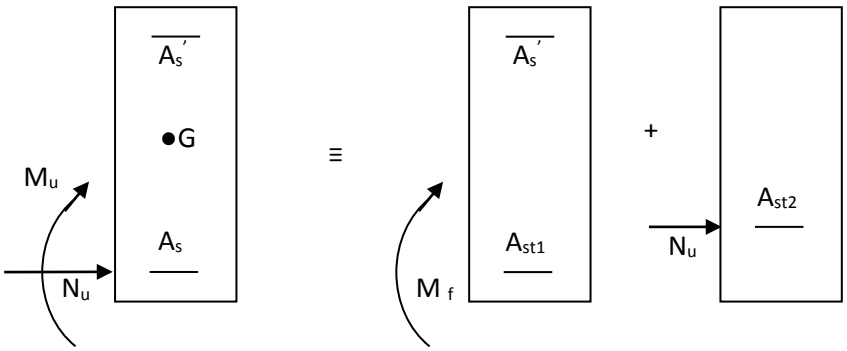
La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \dfrac{M_u}{N_u} \geq \left(\dfrac{h}{2} - C\right) \\ (d - c')\, N_u - M_f \leq \left(0.337h - 0.81C'\right) bh\ f_{bc} \end{cases}$$

Avec :

M f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures. (Moment fictif)

$$M_f = M_U + N_U\left(\frac{h}{2} - c\right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.20 MPa$$

$\gamma_b = 1{,}5 \;\; et \;\; \theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1{,}15$ *et* $\theta = 0{,}85$ Pour fissuration accidentelle

- ✓ Si $\mu \leq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow la$ section est simplement armée **(SSA)** ➡ β.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad ; A' = 0.$$

D'où la section réelle est $A_S = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

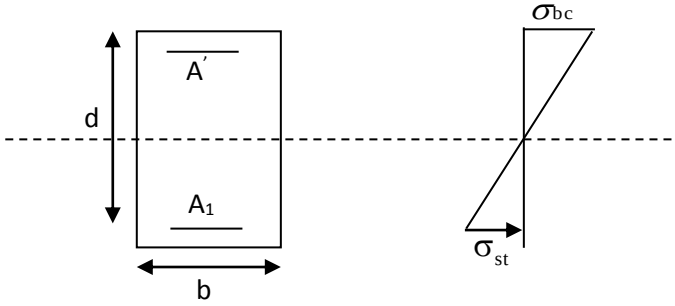
Si A_s est négative $A_s \geq \max\left\{ \frac{bh}{1000} \quad , \quad 0.23bh\frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$.

- Si $\mu \geq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow la$ section est doublement armée **(SDA).**

On calcul:

$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bc}$

$\Delta M = M_f - M_r$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\,\sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c')\,\sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

La section réelle d'armature est $A_s' = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

B) Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - C\right) \\ (d - c')\,N_u - M_f \leq \left(0.337h - 0.81C'/h'\right)bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Dans ce cas, deux cas se présentent :

- **1er cas**

Si $$N_u(d-c) - M_f \leq (0.337 - 0.81\frac{c}{h})bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures simplement armées. **(SSA)** seront calculées comme suit :

$$A_{sc1} = \frac{N - \psi bh.fb_{bc}}{\sigma_s} \qquad A_{sc2} = 0$$

avec :
$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

- **2eme cas**

Si : $$N_u(d-c) - M_f \geq (0.337 - 0.81\frac{c}{h})bh^2 f_{bc}$$

Alors les sections d'armatures sont doublement armées. **(SDA)** seront calculées comme suit :

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0.5h)bhf_{bc}}{\sigma_s(d-c)}$$ → Comprimée

Et :

$$A_{s2} = \frac{N - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A_{sc1}$$ → Tendue

C) Section entièrement tendue

L'effort «N » : est un effort de traction

$\boldsymbol{e = \frac{Mu}{Nu} \leq \frac{h}{2} - c}$: Centre de pression entre les armatures

$$A_{st\,sup} = \frac{N \times \alpha}{(d-c)\sigma_{st}} \qquad \text{Et :} \qquad A_{st\,inf} = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_{st\,sup}$$

Les résultats seront donnés dans le tableau suivant :

NIV	Zone	Effort normales	Moments	e (m)	(h/2-2)	obs.	A_{SC}	A_{ST}	A_{min}	A adopter	Choix A
RDC 1er	45 x 45	N_{max}=-1293.48	M_{COR}=-3.572	0.003	0.205	**SPC**	0	19.7	16.2	**20.60**	**4HA20 + 4HA16**
		N_{min}=537.52	M_{COR}=7.942	0.015	0.205	**SPC**	0	6.39		**20.60**	
		N_{cor}=-561.43	M_{max}=-74.076	0.132	0.205	**SPC**	0	3.76		**20.60**	
2eme 3eme 4eme	40 x 40	N_{max}=-906.14	M_{COR}=-7.854	0.009	0.18	**SPC**	0	13.4	12.8	**14.19**	**4HA16 + 4HA14**
		N_{min}=110.2	M_{COR}=17.25	0.157	0.18	**SPC**	0	0.12		**14.19**	
		N_{cor}=-51.27	M_{max}=76.587	1.494	0.18	**SPC**	0	6.81		**14.19**	
5eme 6eme	35 x 35	N_{max}=-356.15	M_{COR}=-7.341	0.021	0.155	**SPC**	0	4.58	9.8	**10.67**	**4HA14 + 4HA12**
		N_{min}=33.03	M_{COR}=18.17	0.55	0.155	**SPC**	0	1.2		**10.67**	
		N_{cor}=-121.86	M_{max}=-51.086	0.419	0.155	**SPC**	0	2.46		**10.67**	

Tableau VI.1.2 : Ferraillage des poteaux dans les deux sens

VI.1.4 Vérifications à l'ELU

- ✓ **Détermination des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement.

- ✓ **Diamètre des armatures transversales :** **BAEL Art A8.1.3**

Le diamètre des armatures transversales est ou moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

✓ Φ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \ , \ \text{soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en HA **8**

Donc : At = **2.01** cm^2

- ✓ **Espacement des armatures transversales**

Selon le RPA99 version 2003 Art 7.4.2.2

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- *En zone nodale* :

$$S_t \leq \min\left(10\Phi_l^{min}, 15cm\right) = \min(10 \times 1,2;15cm) = 12\,cm \rightarrow S_t = 10\ cm$$

- *En zone courante :*

$$S_t \leq 15\ \Phi_l^{min} = 18cm \rightarrow S_t = 15\ cm$$

Φ : est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

- ✓ **Quantité d'armatures transversales minimales du RPA**

L'élancement géométrique **(λ_g)** est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b}$; (a = b)

Telle que : $\mathbf{L_f = 0.7\ L_0}$

L_f : longueur de flambement du poteau.

L_0 : longueur libre du poteau

Avec :

- L_0 = 310 cm pour tous les étage d'habitation (RDC. Etage courant).

- ✓ **Calcul λ_g et A_{Min} :**

(Tel que ''a'' est le plus petit côté des poteaux, parallèle au plan de flambement)

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7xl_0}{a} = \frac{0.7x3.10}{0.35} = 6.2 \succ 5 \quad \rightarrow \frac{A_t}{(b\ xS_t)} = 0.3\%$$

- **Zone nodale :** A_{min} = 0.003 x 35 x 10= 1.05cm^2
- **Zone courante :** A_{min} = 0.003 x 35 x 15= 1.58cm^2

A_t = 2.01 cm^2> A_{min} = 1.58 cm^2 **condition vérifier**

N.B :

La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées

(Avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable.

- ✓ **Longueur de recouvrement**

Zone IIa : $L_R = 40Ø_{min} = 40x1,2=48cm$

- ✓ **Délimitation de la zone nodale**

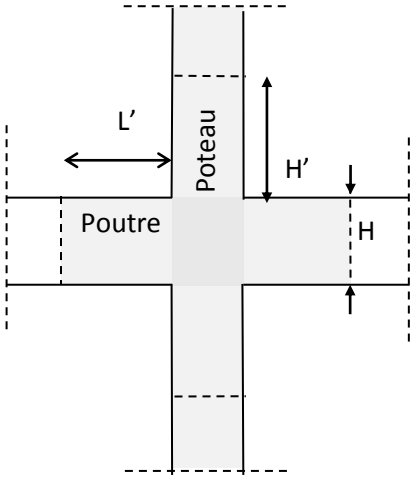


Fig. VI.2 : Délimitation de la zone nodale.

Au niveau des poutres : L'= 2 x H

H : hauteur de la poutre

Au niveau des poteaux :

H' = max ($\frac{he}{6}$, b1, h_1, 60cm).

b_1 et h1 : dimensions du poteau

H_e : hauteur entre nu des poutres

H' = max ($\frac{310}{6}$, 45, 45, 60 cm) = 60cm.

H' = max ($\frac{310}{6}$, 40, 40, 60 cm) = 60cm.

H'= max ($\frac{310}{6}$, 35, 35, 60 cm) = 60cm.

H' = 60cm ⟶ Dans les poteaux des différents étages.

- ✓ **Longueur d'ancrage :** (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)

$$\ell_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} \qquad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1MPa$$

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

Pour les HA12 : $\ell_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2\times 400}{4(0.6\times 1.5^2\times 2.1)} = 42.33cm$; on adopte 45cm.

Pour les HA14 : $\ell_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4\times 400}{4(0.6\times 1.5^2\times 2.1)} = 49.38cm$; on adopte 50cm.

Pour les HA16 : $\ell_s = \dfrac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \dfrac{1.6\times 400}{4\left(0.6\times 1.5^2\times 2.1\right)} = 56.44cm$; on adopte 60cm.

Pour les HA20 : $\ell_s = \dfrac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \dfrac{2.0\times 400}{4\left(0.6\times 1.5^2\times 2.1\right)} = 70.54cm$; on adopte 80cm.

$\tau_b = \frac{Vu}{bd} \leq \overline{\tau}_b = \rho_d f_{c28}$ ρ_d = **0.075** si $\lambda_g \geq 5$ **ou** **0.04** si $\lambda_g \leq 5$

- **Poteaux45x45:**

Vu max=47.26 KN $\lambda_g = 4.82 \leq 5$ $\rho_d = 0.04$

$\tau_b = \frac{47.26 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.24$ $\overline{\tau}_b = 0.04 \times 25 = 1$ MPa

0.22MPa<1MPa → **condition vérifiée.**

- **Poteaux40x40:**

Vu max=50.66 KN $\lambda_g = 5.43 \geq 5$ $\rho_d = 0.075$

$\tau_b = \frac{50.66 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.33$ $\overline{\tau}_b = 0.075 \times 25 = 1.8$ MPa

0.33MPa<1.8MPa → **condition vérifiée.**

- **Poteaux35x35:**

Vu max=35.9 KN $\lambda_g = 6.2 \geq 5$ $\rho_d = 0.075$

$\tau_b = \frac{35.9 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.31$ $\overline{\tau}_b = 0.075 \times 25 = 1.8$ MPa

0.31MPa<1.8MPa → **condition vérifiée**

VI.1.6 Vérification à l'ELS

- ✓ **État limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- ✓ **Etat limite de compression du béton**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$ (BAEL91A .4 .5.2)

Si $e_s = \frac{Ms}{Ns} < \frac{h}{6}$ → Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{Ms}{Ns} > \frac{h}{6}$ → Section partiellement comprimée.

Avec :

- Ms : est le moment de flexion à l'ELS.
- Ns : est l'effort normal à l'ELS.

$$Bo = b \cdot h + \eta (A_s + A_s^{'}) \qquad V_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15\left(A_s \cdot c^{'} + A_s^{'} \cdot d\right)\right] \rightarrow \quad V_2 = h - V_1$$

V2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

- Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot \left(V_1^3 + V_2^3\right) + 15\left[A_s\left(V_1 - c\right)^2 + A_s\left(V_2 - c\right)^2\right]$$

✓ **Vérification d'une Section partiellement comprimée (SPC)**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

L_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 : Est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec : $lc = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90 \cdot A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90 A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90 \cdot A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 90 A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot \left(\sqrt{\Delta} - q\right);\ u = \sqrt[3]{t} \ \Rightarrow\ y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

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

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec : $\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right);\ a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y1 = y2 + l < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times \left[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2\right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{l} \cdot y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- ✓ **Vérification d'une section entièrement comprimée (SEC)**

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15 \times (A_s + A_s')$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times \left[A'_s \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2\right]$$

Les contraintes dans le béton est :

$$\sigma_{\sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_S - X_G)\times\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\inf} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_S - X_G)\times\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

Finalement on vérifié : max $(\sigma_{\sup};\sigma_{\inf}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans le béton est donnée dans le tableau suivant :

	N (KN .m)	M (KN .m)	e_s	h/6	nature	$\sigma_{\sup}$	$\sigma_{\inf}$	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	Obs.
45 X 45	-940.93	-2.581	0.003	0.075	SEC	3.85	3.64	15	vérifiée
	-176.46	-1.859	0.011	0.075	SEC	0.78	0.63		
	-558.5	-23.606	0.042	0.075	SEC	3.2	1.25		
40 X 40	-659.53	-6.679	0.01	0.067	SEC	3.72	2.93	15	vérifiée
	-69.58	2.973	0.043	0.067	SEC	0.53	0.17		
	-277.15	-27.434	0.099	0.067	SEC	3.03	0		
35 X 35	-259.57	-5.303	0.02	0.058	SEC	2.16	1.26	15	vérifiée
	-8.87	4.268	0.48	0.058	SEC	0.52	0		
	-105.08	**-27.113**	**0.26**	**0.058**	**SEC**	3.55	**0**		

Tableau VI.1.3 : les contraintes dans le béton.

La contrainte dans l'acier est donnée dans le tableau suivant :

	N (KN .m)	M (KN .m)	e_s	h/6	nature	σ_{sup}	σ_{inf}	$\overline{\sigma}s$ (MPa)	Obs.
45 X 45	-940.93	-2.581	0.003	0.075	SEC	57.7	54.8	348	vérifiée
	-176.46	-1.859	0.011	0.075	SEC	11.6	9.49		
	-558.5	-23.606	0.042	0.075	SEC	46.7	20.1		
40 X 40	-659.53	-6.679	0.01	0.067	SEC	55.2	44.5	348	vérifiée
	-69.58	2.973	0.043	0.067	SEC	7.64	2.88		
	-277.15	-27.434	0.099	0.067	SEC	43	-1.33		
35 X 35	-259.57	-5.303	0.02	0.058	SEC	31.6	1.26	348	vérifiée
	-8.87	4.268	0.48	0.058	SEC	6.69	-10.6		
	-105.08	**-27.113**	**0.26**	**0.058**	**SEC**	47	**-48.8**		

Tableau VI.1.4 : les contraintes dans l'acier.

- ✓ **Condition de non fragilité Art 4.2.1 BAEL 91**

La sollicitation provocant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à sa limite élastique F_e.

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

$$A_S \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{fe} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times bd$$

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c25} = 2.1 MPa$
- $e_s = \frac{M_s}{N_s} [MPa]$
- $d = h - c$

Les résultats de vérification sont résumés dans les tableaux suivant

Section	NS (KN)	Ms (Kn.m)	nature	A_{min} (cm^2)	A adopté (cm^2)	OBS
45X45	-940.93	-2.581	SEC	5.67	20.60	C.V
	-176.46	-1.859	SEC	5.68		
	-558.5	-23.606	SEC	5.70		
40x40	-659.53	-6.679	SEC	4.46	14.19	C.V
	-69.58	2.973	SEC	4.47		
	-277.15	-27.434	SEC	4.49		
35x35	-259.57	-5.303	SEC	3.38	10.67	C.V
	-8.87	4.268	SEC	3.55		
	-105.08	-27.113	SEC	3.47		

Tableau VI.1.5 : vérification de la condition non fragilité

Ferraillage des poutres

VI.2 Ferraillage des poutres

VI.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferraillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

VI.2.2 Recommandations du RPA99

VI.2.2.1 Armatures longitudinales

- **Le pourcentage total minimum**

Amin= 0.5% (b x h) en toute section.

- Poutre principales (30x40) : A_{min} = 0,005 x30x40= 6 cm^2.
- Poutre secondaire (30x30) : A_{min} = 0,005 x 30x30=4.5 cm^2.

- **Le pourcentage total maximum**

A_{max}= 4%(b x h) en zone courante.

A_{max}= 6%(b x h) en zone de recouvrement.

✓ Poutre principales (30x40)

$A_{max} = 0{,}04 \times 30 \times 40 = 48\ cm^2$ (en zone courante).

$A_{max} = 0{,}06 \times 30 \times 40 = 72 cm^2$ (en zone de recouvrement).

✓ Poutre secondaire (30x30)

$A_{max} = 0{,}04 \times 30 \times 30 = 36\ cm^2$ (en zone courante).

$A_{max} = 0{,}06 \times 30 \times 30 = 54 cm^2$ (en zone de recouvrement).

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

VI.2.2.2 Armatures transversales

✓ Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$A_t = 0{,}003\ S_t\ b$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

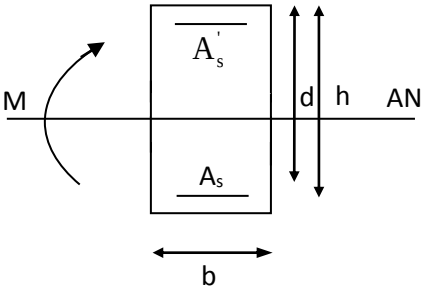
$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Avec :

- Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales
- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3. étapes ferraillages des poutres à L'ELU



Avec :

M : moment de flexion à l'ELU.
h : hauteur de la section du béton.
b : largeur de la section du béton.
d : hauteur utile (d = h-c).
C : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues
A 's : section d'armatures comprimées.
A s : section d'armatures tendues.

- ✓ **Calcul du moment réduit** :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \qquad F_{bu} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

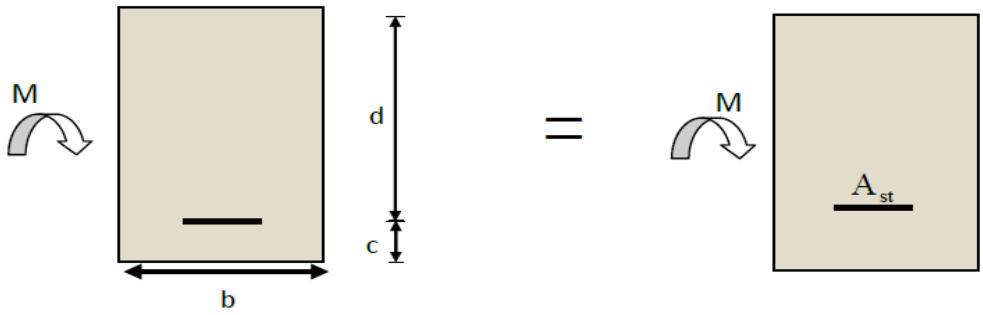
- ✓ **Calcul du moment réduit limite** « μ_l » :

$$\left.\begin{array}{l} FE400 \\ \gamma_s = 1.15 \end{array}\right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

- En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présente :

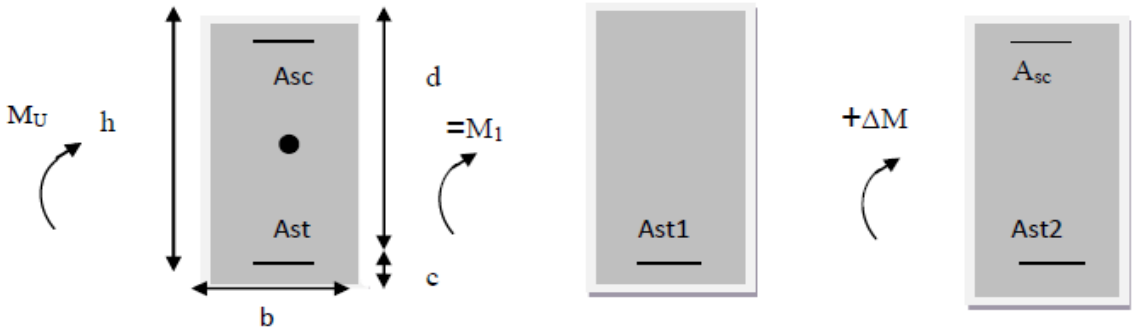
- ✓ $\mu \leq \mu_\ell = 0{,}392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{et} \quad A_{sc.} = 0 \quad \text{tell que} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\ MPa$$



FigVI.2.1 : Disposition des armatures SSA.

✓ $\mu \geq \mu_\ell = 0{,}392$ la section est doublement armée



FigVI.2.2: Disposition des armatures SDA.

- Comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

On calcul :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

✓ **Armatures tendues :** $A_s = \dfrac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \dfrac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$

✓ **Armatures comprimées :** $A'_s = \dfrac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$

Remarque :

On opte même ferraillage pour les poutres principales et secondaires pour tout les nivaux.

✓ **Poutre principales :**(30x40)

AVEC : b=30 cm d=37.5cm h =40cm

		Mu	μ	obs.	ß	A_{st}	$A_{sc.}$	A_{min}	$A_{adopté}$	ferraillage
ZONE1	**travée**	37.802	0.063	**SSA**	0.9675	**2.99**	0	6	**6.88**	**3HA14+2HA12**
40-30	**Appui**	**-114.12**	0.19	**SSA**	0.894	**8.51**	0	6	**9.23**	**3HA14+3HA14**
ZONE2	**travée**	**40.034**	**0.088**	**SSA**	**0.954**	**3.22**	**0**	**5.25**	**6.88**	**3HA14+2HA12**
35-30	**appui**	**-75.394**	**0.167**	**SSA**	**0.908**	**6.38**	**0**	**5.25**	**8.01**	**3HA14+3HA12**

Tableau VI.2.1 : Ferraillage de poutres principales.

✓ **Poutre secondaire :**(30x30)

	Mu	μ	**obs.**	**ß**	**A_{st}**	**$A_{sc.}$**	**A_{min}**	**$A_{adopté}$**	**ferraillage**
Travée	28.556	0.088	**SSA**	0.954	3.13	0	4.5	**6.88**	**3HA14+2HA12**
appuis	**-80.25**	0.307	**SSA**	0.8105	7.89	0	4.5	**8.01**	**3HA14+3HA14**

Tableau VI.2.2: Ferraillage de poutres secondaires.

VI.2.4.Vérifications à l'ELU

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_s \geq A_{min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{f_e} .$$

➢ Poutres principales de (30x40) :

$$A_{min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23\times 30\times 37.5\times\frac{2,1}{400} = 1.36cm^2.$$

- Poutres secondaires de (30x30):

$$A_{\min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23\times 30\times 27.5\times\frac{2{,}1}{400} = 1cm^2.$$

- **La condition de non fragilité est vérifiée**

- **Vérification de l'effort tranchant**

Pour les fissurations non préjudiciables $\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\,MPa\right\} = 3.33\ MPa.$

T_u^{max} **: Effort tranchant max à l'ÉLU**

- Pour les poutres principales : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{161.27\times 10^3}{300\times 375} = 1.43MPa$
- Pour les poutres secondaires : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{94.11\times 10^3}{300\times 275} = 1.14MPa$

Poutres principales $\tau_u = 1.43\ M_{Pa} < 3.33M_{Pa}$ ……**condition est vérifiée.**

Poutres secondaires $\tau_u = 1.14M_{Pa} < 3.33M_{Pa}$ ……....**condition est vérifiée**

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.32)**

Lorsque, au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} \rangle\ 0,$ on doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui une section d'armature pour équilibrer un moment égal à: $(T_u - \frac{M_u}{0.9d})$

$$\text{D'ou}\quad A_s \geq \frac{1{,}15}{f_e}\left(V_u - \frac{M_u}{0{,}9d}\right).$$

- Poutres principales $114.12 - \frac{161.27}{0{,}9\times 0.375} = -363.72 < 0$.

- Poutres secondaires $99.173 - \frac{94.11}{0{,}9\times 0.275} = -281.7 < 0$

Donc : les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires**.**

- **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \overline{T}_u = 0{,}40 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ ..... (BAEL91.art A.5.1.32)}$$

- Poutres principales

$$T_u = 161.27\text{kN} < \overline{T}_u = 0.4x\frac{0.9 \times 0.375 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 675kN.$$

- Poutres secondaires

$$T_u = 94.11kN < \overline{T}_u = 0.4x\frac{0.9 \times 0.275 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 495KN \ .$$

Condition vérifié

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : BAEL 91ArtA. 6.1, 3**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'encrage des armatures

$\overline{\tau}_{se} = \psi . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$ Avec : ψ =1.5 pour l'acier H.A

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$\tau_s = \dfrac{T_u}{0.9d\sum ui}$ Avec $\sum ui$ =3 x π x $\emptyset$

- Poutres principales : $\tau_s = \dfrac{T_u}{0.9d\sum u} = \dfrac{114.12 \times 1000}{0.9 \times 375 \times (3 \times 14 + 3 \times 16) \times 3.14} = 1.20\,\text{MPa.} < \overline{\tau}_{se}$

- Poutres secondaires : $\tau_s = \dfrac{T_u}{0.9d\sum u} = \dfrac{94.11 \times 1000}{0.9 \times 275 \times (6 \times 14 + 3 \times 16) \times 3.14} = 0.92\,\text{MPa} < \overline{\tau}_{se}$

Condition vérifié

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

✓ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres**

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \qquad \text{Avec :} \quad \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour les Φ16 : $l_s = \frac{0.016 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.5643m = 56.43cm$.

Pour les Φ14 : $l_s = \frac{0.014 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.4938m = 49.38cm$.

Pour les Φ12 : $l_s = \frac{0.012 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.4232m = 42.32cm$.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet **« l_c »** est au moins égale à **« 0.4 l_s »** pour les aciers HA

- Pour **HA12** : l_c =0.4 l_s = 0.4 x 42.3 = 16.92cm
- Pour **HA14** : l_c =0.4 l_s = 0.4 x 49.38 = 19.75cm.
- Pour **HA16** : l_c =0.4 l_s = 0.4 x 56.43 = 22.57cm.

✓ **Calcul des armatures transversales**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

Ø : étant le plus petit diamètre des armatures.

➢ **Poutres principales :**

Ø≤min ($\frac{400}{35}$; 12 ;$\frac{300}{10}$)=11.42mm Soit Ø= 8mm

Ø≤min ($\frac{350}{35}$; 12 ;$\frac{300}{10}$)= 10mm Soit Ø= 8mm

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit A_t=4HA 8 = 2.01 cm²

- **Poutres secondaires**

$\emptyset \leq \min\left(\frac{300}{35} ; 12 ; \frac{300}{10}\right) = 8.57mm$ Soit $\emptyset = 8mm$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA\ 8 = 2.01\ cm^2$

- **Calcul des espacements** : **Selon le RPA2003(Art7.5.2.2)**

  - **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, \Phi_L, 30cm\right)$$

- Poutres principales :(30x40) : soit **st = 10cm**
- Poutres secondaires :(30x30) : soit **st = 10cm**

- **Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutres principales :(30x40) : $S'_t \leq 20cm$ => Soit : **S_t = 15cm**.
- Poutres secondaires :(30x30) : $S'_t \leq 15cm$ => Soit : **S_t = 15cm**

- **Délimitation de la zone nodale**

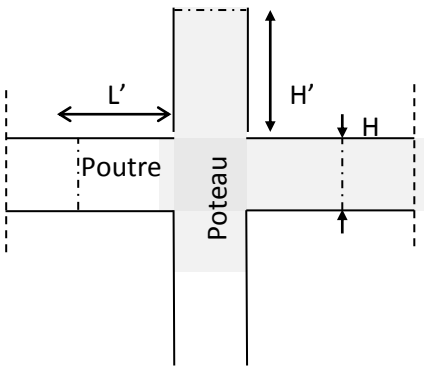
$L' = 2 \times H$

$H' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$

H : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

H_e : hauteur entre nus des poutres



- Poutres principales :(30x40) : L'=2x40=80cm
- Poutres secondaires :(30x30) : L'=2x30=60cm

H' = max ($\frac{310}{6}$, 45, 45, 60 cm) = 60cm.

H' = max ($\frac{310}{6}$, 40, 40, 60 cm) = 60cm.

- ✓ **Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- ✓ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

Zone courante : $A_t^{min} = 0{,}003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\,cm^2$

$A_t = 2.01 cm^2 > A_t^{min} = 1.35 cm^2$ …….. **Condition vérifiée**

Zone nodale : $A_t^{min} = 0{,}003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\,cm^2$

$A_t = 2.01 cm^2 > A_t^{min} = 0.9 cm^2$ …….. **Condition vérifiée**

VI.1.5.Vérifications à l'ELS

- ✓ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Disposition des armatures**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être 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 prolongée 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.

- ✓ **Etat limite de déformation du béton en compression**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Avec : $\sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1.d.A}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \dfrac{100.A}{b_0.d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants

		M_s	A_{ad}	ρ	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs.
ZONE 1	**appuis**	42.449	9.23	0.82	0.871	23.76	140.80	5.92	15	**OK**
	travées	27.405	10.65	0.95	0.863	21.50	75.61	3.51	15	**OK**
ZONE2	**appuis**	44.774	8.01	0.82	0.871	23.76	197.46	8.31	15	**OK**
	travées	29.224	9.23	0.94	0.864	21.76	112.75	5.18	15	**OK**

Tableau VI.2.3 : Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS.

	Ms	A_{ad}	ρ	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs.
Travée	20.731	8.01	**0.97**	0.862	21.23	109.18	4.14	**15**	**OK**
appuis	40.412	15.27	**1.85**	0.827	13.98	116.36	8.32	**15**	**OK**

Tableau VI.2.4 :Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS.

- ✓ **Etat limite de déformation :**

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. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

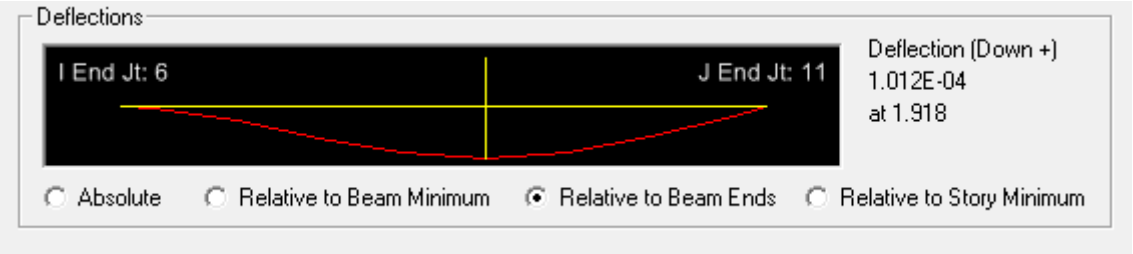
- **Vérification de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

La valeur de la flèche est : $f = \dfrac{M_s.L^2}{10.E_v.I_{fv}} \leq \bar{f}$

Sens x-x :

La flèche admissible : $\bar{f} = \dfrac{L}{500} = \dfrac{340}{500} = 0.68cm$



Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS : f = 1.012x 10^{-4} cm

$$f = 0.00010 \leq \bar{f} = 0.68cm$$

Condition vérifié

Sens y-y

La flèche admissible : $\bar{f} = \dfrac{L}{500} = \dfrac{480}{500} = 0.96cm$

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS : f = 8.881 x 10^{-4} cm

$$f = 0.00089 \leq \bar{f} = 0.96cm$$

Condition vérifiée

Ferraillage des voiles

VI.3 Ferraillage des voiles

VI.3.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée Sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes **(G)** et aux surcharges d'exploitations **(Q),** ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes **(E).**

Le voile est sollicité par :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la Charge sismique.

Le calcul se fera en **flexion composée et au cisaillement**.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Acier verticales.
- Acier horizontales.
- Armatures transversales.

✓ **Aciers verticaux**

- La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :
- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

✓ **Aciers horizontaux**

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.

Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ.

- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

✓ **Armatures transversales :**

- Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003….. [2]
- Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

Après avoir fait le calcul du ferraillage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailler nos voiles par zones :

- Zone1 :RDC.1er étage
- Zone2 : 2eme.3eme.4eme étage
- Zone3 : 5eme.6eme étage

✓ **Combinaison d'action**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 $\begin{cases} 1.35\,G + 1.5\,Q \\ G + Q \end{cases}$

Selon le RPA version 2003 $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8\,G \pm E \end{cases}$

VI.3.2 Ferraillage des voiles

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

VI.3.2.1. Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et **V'**: bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

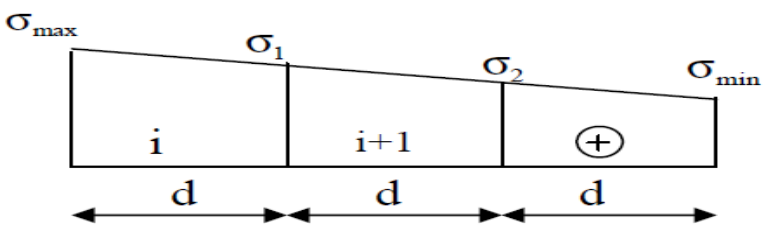
L_t : longueur tendue **$L_t = L - L_c$**

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

•Section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

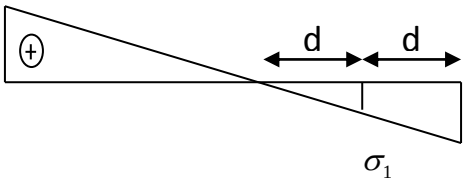


Avec : **« e »** épaisseur du voile

•Section partiellement comprimée

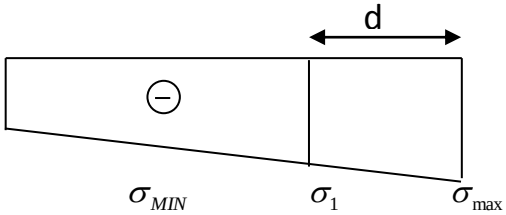
$$N_i = \frac{\sigma_{MIN} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} .d \cdot e$$



•Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



VI.3.2.2 Détermination des armatures

•Armatures verticales

•Section entièrement comprimée

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 M Pa

•Section partiellement comprimée

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} **:** Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 M Pa

•Section entièrement tendue

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 M Pa

1. **Armatures minimales**

•Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91)

$A_{min} \geq 4\ cm^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

$-0.2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$ avec B : section du béton comprimée.

1. **Traction simple**

$$A_{min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{(BAEL91)}$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontal e du béton tendu.

2. **Exigences de RPA99 (version 2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0.10 %

a. **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ.

- D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15\ \% \cdot B$

✓ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

b. **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers 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.

c. **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4\ LV_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

d. Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq$ 4HA10.

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

e. Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$
$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

f. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

g. Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

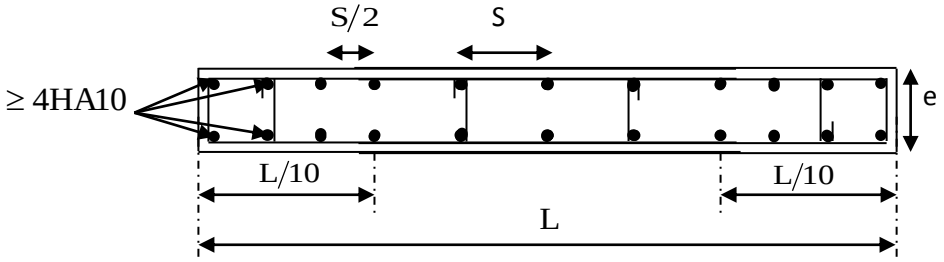


Figure VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.3 Vérification

VI.3.3.1 Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère : **N_s = G + Q**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \overline{\sigma}_b$$
$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,MPa$$

N_s : Effort normal applique

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**
- ✓ **D'après le RPA99 (version 2003)**

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$V = 1{,}4 \times V_{u\ calculer}$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

- ✓ **D'après le BAEL 91**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$; Pour la fissuration préjudiciable.

✓ **La disposition des voiles**

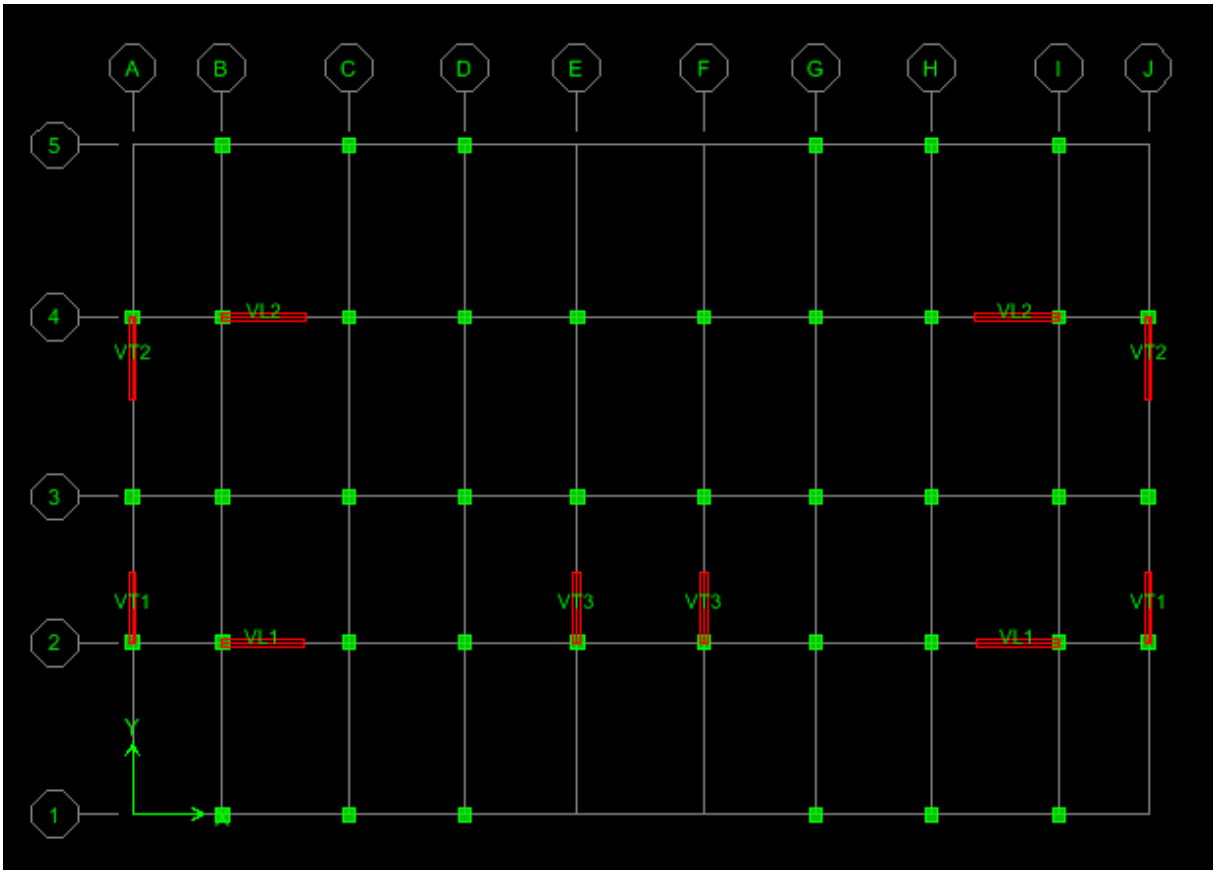


Figure VI.3.2 : Disposition des voiles de la structure.

✓ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferraillage du voile de **V_{T1}** (zone I) :

L = 1.9 m , e = 0,20 m

Les contraintes sont déterminées a partir de logiciel ETABS :

σ_{Max}= 3771.86 kn /m^2

σ_{Min}= -5894.2 kn /m^2

La section est partiellement comprimée. **(SPC)**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L \longrightarrow L_c = \frac{3771.86}{3771.86 + 5894.2} \cdot 1.9 = 0.74$$

L_c = 0.74m

$L_t = L - L_c \longrightarrow L_t = 1.9 - 0.74 = 1.16m$

L_t = 1.16m

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)$$

- **On prend :** $d = \frac{Lt}{2} = 0.58$ m.

✓ **Détermination des armatures**

$$\sigma_1 = \frac{(-\sigma_{min} \times (L_t - d))}{L_t} \longrightarrow \sigma_1 = \frac{(5894.2 \times (1.16 - 0.58))}{1.16} = 2947.1 KN/m^2$$

✓ **Détermination des efforts normaux**

$$N_1 = \frac{(\sigma_{min} + \sigma_1)}{2} \times d \times e \longrightarrow N_1 = \frac{(5894.2 + 2947.1)}{2} \times 0.58 \times 0.20 = 512.80 KN$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e \longrightarrow N_2 = \frac{2947.1}{2} \times (1.16 - 0.58) \times 0.20 = 170.93 KN$$

✓ **Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{400} = 12.82 cm^2$$

σ_s= 400 M Pa **(situation accidentelle)**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{400} = 4.27 cm^2$$

✓ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1.1\frac{1.4LVu}{f_e} = 1.1\frac{1.4x380.72x10}{400} = 14.66\ cm^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 16.49 cm^2/bande$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 7.94 cm^2/bande$$

✓ **Armatures minimales**

$$A_{min} = \max\left\{\frac{d.e.f_{t28}}{f_e}; 0.005d.e\right\}$$

Amin =6.09cm²

Le ferraillage à adopter

Le voile est ferraillé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action

Sismique :

- ✓ **1ere bande :** **2***(6HA14) = 18.46 cm²
- ✓ **2ième bande :** **2*(**3HA14) = 9.23 cm²

La section totale adoptée dans le voile est égale a **2*(6HA14+3HA14).**

- ✓ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{18.46}{4} = 4.62\,cm^2$

D'après le RPA 2003 :AH ≥0.15%B= 1.74 cm²

Soit : **5HA12=5.65 cm²** ; avec : **St = 20cm**

- ✓ **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par **(04)** épingle au mètre carré soit **HA8**.

- ✓ **Vérification des contraintes**

- BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{380.72 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1900} = 1.11 MPa$

$$\tau_u = 1.11 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$$

- RPA 2003 : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 380.72 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 1900} = 1.56 MPa$

$\tau_b = 1.56 MPa < \tau_b = 5 MPa$ → **Condition vérifié**

VI.3.3.2 Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1337.7 \times 10^3}{200 \times 1900 + 15 \times 27.69 \times 10^2} = 3.17 MPa$$

$\sigma_b = 3.17 MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ → **Condition vérifié**

Pour autres voiles les résultats est dans les tableaux suivantes :

- ✓ **Ferraillages des voiles transversales**

- **Voiles (VT1)**

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		1.9	1.9	1.9
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,38	0,38	0,38
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [KN/m²]**		3371.86	1206.23	3285,15
	σ_{min} [KN/m²]		-5894.2	-2795.39	-3233,34
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		380.72	282.38	334,33
	L_t(m)		1.16	1.33	0.94
	L_c(m)		0.74	0.57	0.96
	d (m)		0.58	0.665	0,47
	σ_1 [KN/m²]		2947.1	1397.70	1616.67
	N (Kn)	**N_1**	512.80	278.84	228.54
		N_2	170.93	92.95	7.18
	A_v (cm²)	**A_{V1}**	**12.82**	**6.97**	**5.12**
		A_{V2}	**4.27**	**2.32**	**1.90**
	A_{vj} (cm²)		14.66	10.87	12.87
	A (cm²)	**$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$**	**16.47**	**9.67**	**8.93**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**7.94**	**5.04**	**5.12**
	A_{min} (cm²)		6.09	6.98	4.95
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	**Bonde1**	**18.46**	**11.31**	**11.31**
		Bonde 2	**9.23**	**6.78**	**6.78**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres**	**Bonde1**	**2x6HA14**	**2x5HA12**	**2x5HA12**
		Bonde 2	**2x3HA14**	**2x3HA12**	**2x3HA12**
	S_t (cm)	**Bonde1**	10	10	10
		Bonde 2	20	20	20
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3.48	3.99	3.24
	A_H /nappe (cm²)		4.62	2.83	2,83
	Choix des barres/nappe (cm²)		**5HA12**	**5HA10**	**5HA10**
	ep =16cm		**(A=5.65cm²)**	**(A=3.92cm²)**	**(A=3,92cm²)**
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**5 Epingles HA8/m²**		
	Contrainte	**τ_u(MPa)**	1,11	0.83	0.98
		τ_b(MPa)	1.56	1,16	1.37
	ELS	**N_s (kN)**	1337.7	868.77	456.1
		σ_b(MPa)	**3.17**	**2.13**	**1.03**

- **Voile (VT2)**

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		2.2	2.2	2.2
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,44	0,44	0,44
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [KN/m²]**		4699.62	1079.22	1852.96
	σ_{min} [KN/m²]		-6491.98	-2484.47	-2390.91
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		468.31	345.77	178.83
	L_t(m)		1,30	1,53	1,24
	L_c(m)		0,90	0,67	0,96
	d (m)		0,650	0,767	0,620
	σ_1 [KN/m²]		3245.99	1242.23	1195.46
	N (kN)	**N_1**	632.67	285.79	222.25
		N_2	210.890	95.264	74.084
	A_v (cm²)	**A_{V1}**	**15.82**	**7.14**	**5.56**
		A_{V2}	**5.27**	**2.38**	**1,85**
	A_{vj} (cm²)		18.03	13.38	6,88
	A (cm²)	**$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$**	**20.32**	**10.49**	**7.28**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**9.78**	**5.73**	**3.57**
	A_{min} (cm²)		6.82	8.05	6.51
	A_v adopté (cm²)	**Bonde1**	**24.12**	**12.31**	**9.05**
		Bonde 2	**12.06**	**9.23**	**6.78**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres**	**Bonde1**	**2x6HA16**	**2x4HA14**	**2x4HA12**
		Bonde 2	**2x3HA16**	**2x3HA14**	**2x3HA12**
	S_t (cm)	**Bonde1**	10	15	15
		Bonde 2	20	25	25
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3.90	4.60	3,72
	A_H /nappe (cm²)		6.03	3,08	2.26
	Choix des barres/nappe (cm²)		**5HA12**	**5HA12**	**4HA10**
	ep =16cm		**(A=5.65cm²)**	**(A=5.65cm²)**	**(A=3.14cm²)**
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**5 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	**τ_u(MPa)**	1,183	0.878	0.452
		τ_b(MPa)	1.656	1.229	0,632
	ELS	**N_s (kN)**	1634.99	823.1	475.86
		σ_b(MPa)	**3.31**	**1.74**	**1.03**

Voile (VT3)

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.9	1.9	1.9
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,38	0,38	0,38
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2791.79	846.88	1546.21
	σ_{min} [KN/m²]		-5623.54	-3006.18	-2071.89
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		373.6	276.6	140.12
	L_t(m)		1,27	1.48	1,09
	L_c(m)		0,63	0.42	0,81
	d (m)		0,635	0.741	0,544
	σ_1 [KN/m²]		2811.770	1503.090	1035.945
	N (kN)	N_1	535.50	334.23	169.07
		N_2	178.502	111.408	56.357
	A_v (cm²)	A_{V1}	**13.39**	**8.36**	**4.23**
		A_{V2}	**4.46**	**2.79**	**1.41**
	A_{vj} (cm²)		14.38	10.65	2.22
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**16.98**	**11.02**	**4.78**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**8.06**	**5.45**	**1.76**
	A_{min} (cm²)		6.67	7.78	5.71
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**18.46**	**12.30**	**9.05**
		Bonde 2	**12.30**	**9.24**	**6,78**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x6HA14**	**2x4HA14**	**2x4HA12**
		Bonde 2	**2x4HA14**	**2x3HA14**	**2x3HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10	14	14
		Bonde 2	20	24	24
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3.81	4,45	3,27
	A_H /nappe (cm²)		4.62	3,08	1.70
	Choix des barres/nappe (cm²)		**4HA14**	**4HA12**	**4HA10**
	ep =16cm		**(A=6.15cm²)**	**(A=4,52cm²)**	**(A=3,14cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	1.092	0.809	0.410
		τ_b(MPa)	1.529	1.132	0.574
	ELS	N_s (kN)	1717.69	1179.37	605.89
		σ_b(MPa)	**4.03**	**2.86**	**1.51**

Ferraillages des voiles longitudinales **Voiles (VL1)**

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.2	2.2	2.2
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,44	0,44	0,44
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		3818.09	811.49	2654,59
	σ_{min} [KN/m²]		-7254.16	-3482.05	-3782,54
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		603.68	441.25	210.59
	L_t(m)		1,44	1,78	1,29
	L_c(m)		0,76	0,42	0,91
	d (m)		0,721	0,892	0,646
	σ_1 [KN/m²]		3627.080	1741.025	1891.270
	N (kN)	N_1	784.19	465.95	366.74
		N_2	261.397	155.316	122.247
	A_v (cm²)	A_{V1}	**19.60**	**11.65**	**9.17**
		A_{V2}	**6.53**	**3.88**	**3.06**
	A_{vj} (cm²)		23.24	16.99	8.11
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**25.42**	**15.90**	**11.20**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**12.35**	**8.13**	**5.08**
	A_{min} (cm²)		7.57	9.37	6.79
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**27.7**	**18.10**	**13,56**
		Bonde 2	**15.38**	**11.31**	**6,79**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x9HA14**	**2x9HA12**	**2x6HA12**
		Bonde 2	**2x5HA14**	**2x5HA12**	**2x3HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10	10	11
		Bonde 2	20	20	22
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4.32	5.35	4.29
	A_H /nappe (cm²)		6.93	4.53	3.39
	Choix des barres/nappe (cm²)		**7HA12**	**5HA12**	**5HA10**
	ep =15cm		**(A=7.92cm²)**	**(A=5,65cm²)**	**(A=3,92cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		5 Epingles HA8/m²		
	Contrainte	τ_u(MPa)	1.52	1.11	0.53
		τ_b(MPa)	2.13	1.56	0.74
	ELS	N_s (kN)	1964	1550.65	664.4
		σ_b(MPa)	**3.89**	**3.20**	**1.41**

- **Voiles (VL2)**

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		2.25	2.25	2.25
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0.45	0.45	0.45
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [KN/m²]**		3759.69	1033.82	1946.41
	σ_{min} [KN/m²]		-7337.73	-3771.13	-2711.33
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		622.94	453.17	207.21
	L_t(m)		1.49	1.77	1.31
	L_c(m)		0.76	0.48	0.94
	d (m)		0.744	0.883	0.655
	σ_1 [KN/m²]		3668.87	1885.565	1355.665
	N (kN)	**N_1**	818.74	499.46	266.34
		N_2	272.913	166.486	88.779
	A_v (cm²)	**A_{V1}**	**20.47**	**12.49**	**6.66**
		A_{V2}	**6.82**	**4.16**	**2.22**
	A_{vj} (cm²)		23.98	17.45	7.98
	A (cm²)	**$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$**	**26.46**	**16.85**	**8.65**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**12.82**	**8.52**	**4.21**
	A_{min} (cm²)		7.81	9.27	6.88
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	**Bonde1**	**28.14**	**20.10**	**9.05**
		Bonde 2	**16.08**	**12.30**	**6.78**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres**	**Bonde1**	**2x7HA16**	**2x5HA14**	**2x4HA12**
		Bonde 2	**2x4HA16**	**2x4HA14**	**2x3HA12**
	S_t (cm)	**Bonde1**	10	12	16
		Bonde 2	20	20	28
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,46	5.30	3,93
	A_H /nappe (cm²)		7.04	5.03	2.26
	Choix des barres/nappe (cm²)		**7HA12**	**5HA12**	**4HA12**
	ep =15cm		**(A=7.92cm²)**	**(A=5.65cm²)**	**(A=4.52cm²)**
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**5 Epingles HA8/m²**		
	Contrainte	**τ_u(MPa)**	1,538	1.119	0.512
		τ_b(MPa)	2.153	1.567	0.716
	ELS	**N_s (kN)**	2014.57	1591.63	683.61
		σ_b(MPa)	**3.90**	**3.19**	**1.44**

CHAPITRE VII :

Etude de l'infrastructure

VII. 1 Etude de l'infrastructure

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la super structure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).
Dans le cas général un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal**: Charge et surcharge verticale centrée dont la connaissance de leurs valeurs extrême est nécessaire.
- **Une force horizontale:** Résultante de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment**: Qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

On distingue deux types de fondations selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, et qui sont :

a) Fondations superficielles

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées pré de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont:

- Les semelles isolées.
- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- Les radiers.

b) Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une profondeur importante. Les principaux types de ces dernières sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VII.2.Etude du sol de fondation

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est σ_{sol} **= 2 bars.**
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

a) Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est conditionné par des facteurs qui sont cités ci-après.

- ✓ **Ce choix est défini par** :

- La nature du sol et sa résistance;
- L'importance de l'ouvrage ;

- Le tassement du sol ;
- La profondeur du bon sol.

✓ **Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants**

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité) ;
- La facilité d'exécution (coffrage) ;
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des Semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement
On adoptera le type de semelle convenable.
En premier lieu on orientera notre choix sur les semelles isolées ; on calculera la surface totale Occupée par les semelles qu'on comparera à la surface totale du bâtiment.

Le choix définitif de ce type de fondations sera retenu dans le cas où :

$$\frac{\textbf{la surface des semelles}}{\textbf{la surfaces totales du batimement}} \leq \textbf{50\%}$$

- Le risque de chevauchement est écarté. Dans le cas contraire, on optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent 50% de la surface totale, on optera pour un radier.

VII.3.Dimensionnement des semelles

VI-3-1 Semelles isolées

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal **(Ns)** qui est obtenue à la base de tous les poteaux de sous-sol.

$$\mathbf{A \times B \geq \frac{Ns}{\sigma}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K=1$ (poteau carrée)

D'où :

$$\mathbf{B \geq \sqrt{\frac{Ns}{\sigma}}}$$

- Exemple de calcul :

VII.3.2 Semelles filantes

VII-3-2-1 semelles filantes sous voiles

$$\sigma_{SOL} \geq \frac{N_{ser}}{S} \Rightarrow \sigma_{SOL} \geq \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{SOL} \times L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur du voile.
G et Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.
σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q [KN]	L[m]	B[m]	S_{Sv} =B.L [m²]	№ voiles	S =n.b.l [m²
VL1	1855.97	2.2	640	**4.22**	2	18.568
VL2	1966.16	2.25	300	**4.36**	2	19.665
						Somme : **38.233**

TableauVII.1: Surface de semelles continues sous voiles sens longitudinal

Voiles	G+Q [KN]	L[m]	B[m]	S_{Sv} =B.L [m²]	№ voiles	S =n.B.L [m²
VT1	929.15	1.9	690	**2.44**	2	9.272
VT2	969.68	2.2	450	**2.20**	2	9.68
VT3	1305.8	1.9	450	**3.44**	2	13.072
						Somme : **32.024**

Tableau VII.2 : Surface de semelles continues sous voiles sens transversal

La somme des surfaces des semelles sous voiles est : S_v = **38.233+32.024=70.257m²**

VII-3-2-2 semelles filantes sous poteau

✓ **Hypothèse de calcul**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivants une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Étape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

- Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartion trapézoidale}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L}(1 + \frac{6 \cdot e}{L})$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}(1 - \frac{6 \cdot e}{L})$$

$$q(\frac{B}{4}) = \frac{R}{L}(1 + \frac{3 \cdot e}{L})$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(\frac{B}{4})}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle :C

$$\frac{l}{9} \leq h_t \leq \frac{l}{6}$$

Avec : L : distance entre nus des poteaux.

- Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.

Poteaux	Ns	e_i	Ns x e_i
C15	553.71	-8.95	-4955.72
C14	712.83	-4.35	-3100.81
C13	940.63	0.45	423.28
C12	678.71	4.35	2952.39
C11	553.54	8.95	4954.18
SOMME	3439.42		273.32

Tableau VII.3 : Calcul de la semelle dans le sens transversal

L=18.25m (la longueur de la file choisit)

1. Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\sum (N_s\ e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \qquad e = 0.08$$

2. Distribution de la réaction par mètre linéaire

$$e = 0.46 < \frac{L}{6} = \frac{18.25}{6} = 9.125\text{m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q(\frac{L}{4}) = \frac{3439.42}{18.25}\ (1 + \frac{3x0.08}{18.25})$$

q (L/4)=190.94kn/m

3. détermination de la longueur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{190.94}{200} = 0.95m \qquad \Rightarrow B = 1.20\,\text{m}$$

On aura la surface de la semelle sous poteau :S = B x L = 1.20x18.25 = 21.9m²

Donc : la surface totale des semelles continues :

$$\mathbf{S_t = S_{SP} \times n}$$

$$S_t = 21.9 \times 10 = 219\text{m}^2$$

Avec :

N : Nombre de portique dans le sens considéré (sens longitudinale).

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_v + S_p = 70.257 + 219 = 289.26\ \text{m}^2$$

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 383.19\text{m}^2$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est

$$\text{de} : \frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{289.26}{383.19} = 0.75$$

Conclusion

Vu que la surface totale des semelles représentent 75 % de la surface du bâtiment.

Le pré dimensionnement des semelles filantes nous donne des grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles.

On opte pour **un radier nervuré** comme fondation de notre bâtiment.

VII.4. Étude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

✓ **Les caractéristiques du radier sont:**

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.4.1 Pré dimensionnement du radier

✓ **La condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm $\left(h_{min} \geq 25 \text{ cm} \right)$.

✓ **Les conditions forfaitaires:**

- **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$H_d \geq \frac{L\,max}{20}$$

H_d : épaisseur du radier.

L_{max} : portée maximale

$H_d \geq \frac{480}{20} = 24cm$

On va prendre hd= 30 cm

- **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$H_t \geq \frac{L\,max}{10}$ =480/10=48cm

✓ **Condition de longueur d'élasticité**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \Rightarrow$ Ce qui conduit à : $hn \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K= 40 MPa** pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déférée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{MPa}$

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$hn \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.8\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.99 \text{m}$$

H_n=1 m

- ✓ **Largeur de la nervure**.

$0.4\ h_n \leq b_n \leq 0.7\ h_n$

$0.4 \leq b_n \leq 0.7$

Soit : b_n= 50cm.

- ✓ **Dalle flottante:**

$\frac{L}{50} \leq h_f \leq \frac{L}{40}$

$\frac{480}{50} \leq h_f \leq \frac{480}{40} = 9.6 \leq h_f \leq 12$

H_f=10cm

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur des nervures : **h_n= 100 cm**
- Largeur des nervures : **b_n= 50 cm**
- Hauteur de la dalle : **h_d = 30 cm**
- Hauteur de la dalle flottante **h_f = 10 cm**

VII.4.2 Détermination de la surface nécessaire du radier

- ✓ **l'ELU** : Nu= 1.35 G+1.5Q

Avec :

G = G super stuc + W (Poids total de la structure).

G_t=25840.64

Q_t=4346.14 KN

Nu= 1.35 (25840.64) +1.5 (4346.14) = 41404.074

- ✓ **l'ELS** : Ns= G+Q

Ns=25840.64+4346.14=30186.78 KN

E L U: $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33x\,\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{41404.074}{1.33\times 200} = 155.65m^2$

E L S: $S_{radier} \geq \frac{N_s}{1\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{30186.78}{200} = 150.93m^2$

$S^{rapier} = Max\ (s_{radier}^{ELU};\ s_{radier}^{ELS}) = 150.93m^2$.

$S_{batiment} = 383.19 > Max\ (S_1;\ S_2) = 155.65\ m^2$

Remarque :
On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2};30cm\right) = \max\left(\frac{100}{2};30cm\right) = 50cm$$

On opte pour un débord de **$h_{deb.}$= 55 cm**

Détermination de la surface du débord :

$S_{deb.} = 2((Lx_{bâtiment} + 2x\ L_{deb.})\ x\ L_{deb.}) + (Ly_{bâtiment}\ x\ L_{deb.})X2$

$S_{deb.} = 2((27.55 + 2x\ 0.55)\ x\ 0.55) + (18.25x\ 0.55)\ x2 = 31.515 + 20.075 =$ **51.59m²**

La surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb.} = 383.19 + 51.59 =$ **434.78m².**

Donc la surface totale du radier **:** **S_{rad}=434.78m²**

VII-4-3 Détermination des efforts à la base du radier

- **Charge permanente :**

$G_{bâtiment}$ = **25840.64KN**

G_{radier} = poids de la dalle + poids des nervures + poids du remblai + poids de la dalle flottante.

Poids de la dalle = S_{radier} x h_{dalle} x poids volumique du béton

- ✓ Poids de la dalle = 434.78 x 0.30 x 25 = **3260.85KN.**

Poids des nervures = longueur des nervures x b n x (h n – h_{dalle}) x poids volumique du béton.
Longueur des nervures= (Lx x n) + (Ly x n) = (27.55x10) + (18.25x5) = **366.75m**

- ✓ Poids des nervures = 366.75x 0.50x (1-0.30) x 25 =**3209.06KN.**

Poids du remblai = (S_{radier} – S_{nerve}) (h_n – h_d) x poids volumique du remblai

- ✓ Poids du remblai = (434.78 – (366.75x 0.50)) (1.00 – 0.3) x 17 = **2991.72KN**.

Poids du la dalle flottante = (S_{radier} – S_{nerve}) e_p x ρb

- ✓ Poids du la dalle flottante = (434.78– (366.75x 0.50)) x 0.1 x 25 = **628.51KN**.

G_{raider} = 3260.85+3209.06 + 2991.72 + 628.51 = **10090.14KN**.

G_{total} = $G_{bâtiment}$ + G_{raider}

G_{total} = 25840.64+10090.14 = **35930.78 KN.**

- **Charge d'exploitation :**

$Q_{bâtiment}$ = **4346.14KN**

Q_{radier} = 5 x S_{radier} = 5 x 434.78 = **2173.9KN.**

Q_{total} =$Q_{bâtiment}$ + Q_{radier} = 4346.14 + 2173.9 = **6520.04 KN.**

- **Combinaison d'actions :**

G_{total} = 35930.78KN et Q_{total} = 6520.04KN

ELU : Nu = 1.35 x 35930.78 + 1.5 x 6520.04 = **58286.61KN**

ELS : Ns = 35930.78 + 6520.04= **42450.82KN.**

VII.5 Vérifications

- ✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

$b = 1m$; $d = 0,9.h_d = 0,9 \times 0.30 = 0.27\,m$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{58286.61 \times 1}{434.78} \times \frac{4.8}{2} = 321.74\ KN$$

$$\tau_u = \frac{321.74}{1 \times 0,27} = 1.19 MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa\right\} = 2.5\,MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- ✓ **Vérification de la stabilité du radier**

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.775m \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9.125m$$

Avec :
Si : Aire du panneau considéré.
Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré

Calcul des moments d'inertie :

$$I_{xx} = \frac{b.h^3}{12} = \frac{18.25x27.55^3}{12} = 31801.4\,m^4$$

$$I_{yy} = \frac{h.b^3}{12} = \frac{27.55x18.25^3}{12} = 13954.97m^4$$

→ La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous radier qui est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du aux charges verticales

M : Moment de renversement à la base de la structure

$$M = M_o + T_0 \times h$$

Avec :

M0: Moment sismique à la base du bâtiment

T_0 : Effort tranchant sismique à la base de la structure.

h: profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

- **L'E L U** : $\sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol}$
- **L'E L S**: $\sigma_m \leq 1\sigma_{sol}$

$\sigma_{sol} = 200$ KN/m² ,$1.33\sigma_{sol} = 266$ KN/m²

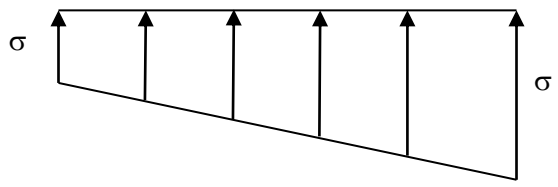


Diagramme des contraintes sous radier

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M\,V}{I}$$

Tel que V: distance entre le centre de gravite du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

Combinaison sismique :

- **Sens longitudinal** : (tire à partir du logiciel Etabs)

M_{0x} =22850.959KN.m
T_{0x} =1544.85KN

- **Sens transversal :** (tiré à partir du logiciel Etabs)

M_{0y} = 23617.63KN.m

T_{0y} = 1502.4KN

✓ **Calcul les moments**

$$M_{X\text{-}X} = 22850.959 + 1544.85 \times 1 = 24395.809 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y\text{-}Y} = 23617.63 + 1502.4 \times 1 = 25120.03 \text{KN.m}$$

✓ **Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :**

	ELU			ELS			Obs.
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X-X	15814	109.98	**146.10**	121.72	73.56	**109.68**	Vérifiée
Y-Y	141.27	126.85	**137.67**	104.85	90.43	**101.25**	vérifiée

TableauVII.4: verification des contraintes

VII.6. Ferraillage du radier

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91
Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

VII.6.1. Les contraintes prise en compte dans les calcules

Pour le calcul du Ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale max σ_M^{MAX}, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **l'ELU**

$$qu = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 146.10 - \frac{10090.14}{434.78} = 122.89 KN/m^2$$

- **L'ELS**

$$qs = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 137.67 - \frac{10090.14}{434.78} = 114.46 KN/m^2$$

VII.6.2.Pour le ferraillage de la dalle

Etant donné que les panneaux sont soumis à des chargements pratiquement égaux, donc nous n'avons qu'à considérer pour les calculs le panneau le plus sollicité.

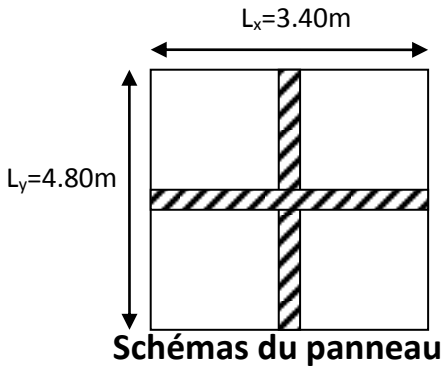
VII.6.3.Identification du panneau

Le panneau le plus sollicité est défini comme suit :

Lx = 3.40m

Ly = 4.80m

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{340}{480} = 0.71$$



$0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du Ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale max σ_M , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- ✓ **L ELU** :

$$q_u = 122.89 KN/m^2$$

$$\rho = 0,71 \rightarrow \begin{cases} u_x = 0,0670 \\ u_y = 0,450 \end{cases}$$

- ✓ Calcul des moments M_X et M_Y :

$$\begin{cases} M_x = u_x . q_u . l_x^2 = 0,0670 x 122.89 x (3.40)^2 = 95.18 \text{KN.m} \\ M_y = u_y M_x = 0,450 x 95.18 = 42.43 \text{KN.m} \end{cases}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrements de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0.5) aux appuis et (0.75) et (0.85) en travées intermédiaire et de rive respectivement.

Le ferraillage se fait dans les deux sens (x-x et y-y).Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Avec : $\mu_u = \dfrac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0.392 \Rightarrow$ SSA si non $\Rightarrow$ SDA , et $A_s = \dfrac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

Sens x-x :

$$M^a = 0.5 \times 95.18 = 47.59 \quad \text{KN.m}$$

$$M^t_{inter} = 0.75 \times 95.18 = 71.39 \quad \text{KN.m}$$

$$M^t = 0.85 \times 95.18 = 80.90 \quad \text{KN.m}$$

Sens y-y :

$M^{a} = 0.5 \times 42.43 = 21.22 \quad \text{KN.m}$

$M^{t}_{inter} = 0.75 \times 42.43 = 31.82 \quad \text{KN.m}$

$M^{t} = 0.85 \times 42.43 = 36.07 \quad \text{KN.m}$

Tableau VII.5 : Ferraillage du panneau de rive le plus sollicité

sens	Zone	M (Kn.m)	μ	Obs.	β	A (cm2)	A_{min} (cm2)	A adoptée	Ferraillage	S_t
X-X	Travée	80.90	0.078	SSA	0.959	8.98	2.748	9.23	6HA14	20
	Appuis	47.59	0.046	SSA	0.976	5.19	2.748	6.15	4HA14	25
Y-Y	Travée	36.07	0.035	SSA	0.9825	3.91	2.748	6.78	6HA12	20
	Appuis	21.22	0.020	SSA	0.986	2.30	2.748	4.52	4HA12	25

Tableau VII6 : Ferraillage du panneau intermédiaire le plus sollicité

sens	Zone	M (Kn.m)	μ	Obs.	β	A (cm2)	Amin (cm2)	A adopte	Ferraillage	S_t
X-X	Travée	71.39	0.069	SSA	0.9645	7.88	2.748	9.23	6HA14	20
	Appuis	47.59	0.046	SSA	0.976	5.19	2.748	6.15	4HA14	25
Y-Y	Travée	31.82	0.031	SSA	0.9845	3.44	2.748	6.78	6HA12	20
	Appuis	21.22	0.020	SSA	0.986	2.30	2.748	4.52	4HA12	25

VII.7.Vérification

- ✓ **vérification de la condition de non fragilité du béton :**

$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2}$ Avec $\rho_0 = 0{,}0008$ pour HA FeE400

$$A_{min} = 0{,}0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.71}{2} = 2.748\,cm^2/ml$$

- ✓ **Espacement des armatures :**

St max=25 cm ≤ min $\{3h;33cm\}$ = 33 cm …….. **Condition vérifiée**

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \overline{\tau} = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4[MPa]\right\} = 2.5\ MPa. \quad \text{Avec : } V_u = q.l/2$$

$$\tau_u = \frac{q_u.l}{2.b.d} = \frac{122.89 \times 4 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 270} = 1.092 \text{MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$ …….. **Condition vérifiée**

VII.8. Ferraillage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément repartie. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de largeur.

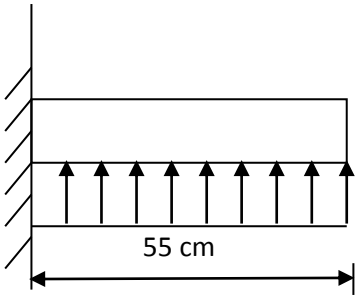


Schéma statique du débord

- ✓ **Sollicitation de calcul :**
- **L'ELU** :

q_u =122.89kN/ml

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-122.89 \times 0{,}55^2}{2} = -18.59 \text{KN.m}$$

- **L'ELS :**

q_s = 114.46 kN/ml

$$Ms = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-114.46 \times 0{,}55^2}{2} = -17.31 \text{KN.m}$$

- **Calcul des armatures**

b= 1 m ; d = 27 cm ; f_{bc} = 14.2 MPa ; σ_s = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18.59 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}20} = 0{,}018 < \mu_r = 0{,}392$$

$\mu_u = 0{,}018 \rightarrow \beta_u = 0.991$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18.59 \times 10^3}{0{,}991 \times 27 \times 348} = 1.996 \text{cm}^2/\text{ml}$$

❖ Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$A_u = 4.52\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 3.26\text{cm}^2 \Rightarrow$ On adopte **4 HA12= 4,52cm²**

- **Calcul de l'espacement**

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.26}{4} = 0.82 cm^2$$

On adopte **4 HA 10 /ml = 3.14 cm²** avec : $S_t = 25$ cm

❖ Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{18.59}{17.31} = 1.07$$

$$\mu = 0.018 \rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,285$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

VII.9. Ferraillage des nervures

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges Triangulaires et trapézoïdales. Afin de terminer les efforts internes qui en résulte nous Avons utilisé le logiciel ETABS en modélisant le radier général avec toutes les Caractéristiques géométriques et les données notamment les chargements **q_u et q_s**

- ✓ **Les charges revenant aux nervures**

q_u = 122.89KN/ml.

q_s =114.46KN/ml

- ✓ **Détermination des sollicitations**

Le calcul des efforts, on utilisera le logiciel **ETABS**.

- **Remarque :**

Le calcul se fera dans le sens longitudinal, et on admet le même ferraillage pour toutes les nervures

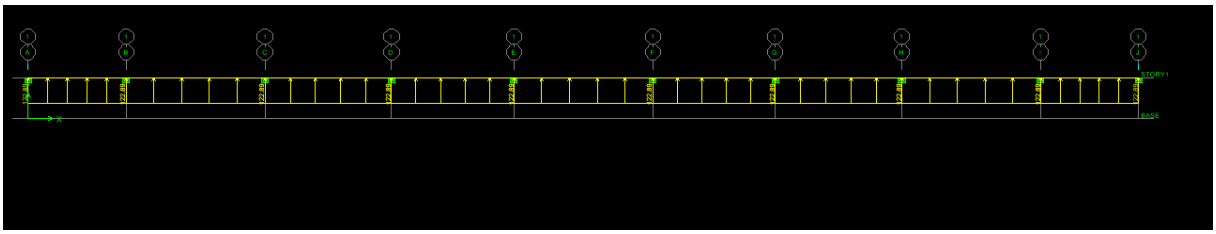
VII-9-1 Evaluation des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS

Les diagrammes des moments et des efforts tranchants sont tirés à partir du logiciel ETABS.

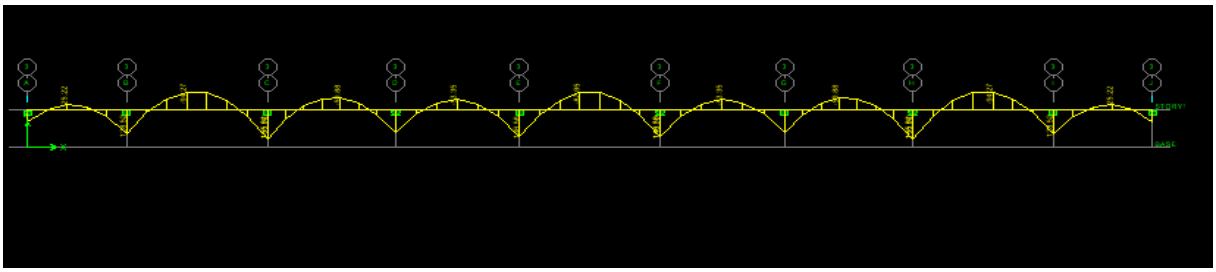
✓ **Sens longitudinal (x-x) :**

- **ELU :**

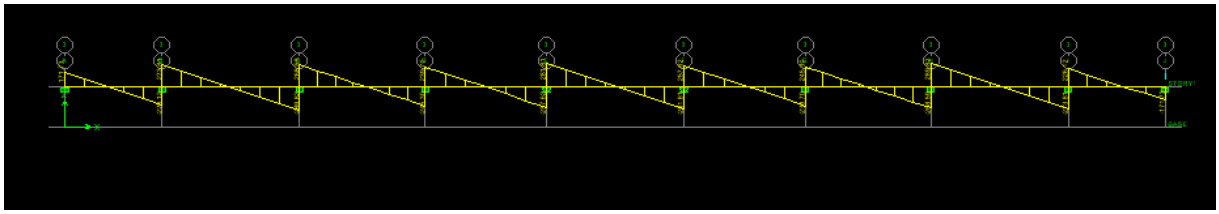
Chargement simplifié pour les moments fléchissant



- Schéma statique



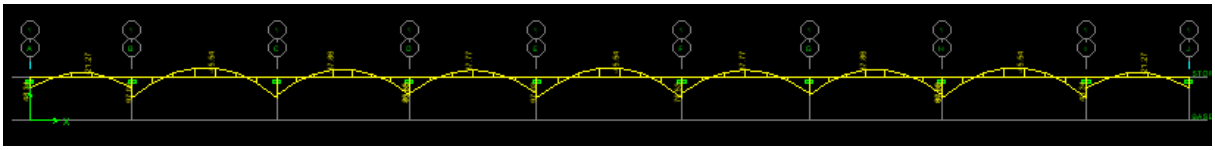
- Moment ELU



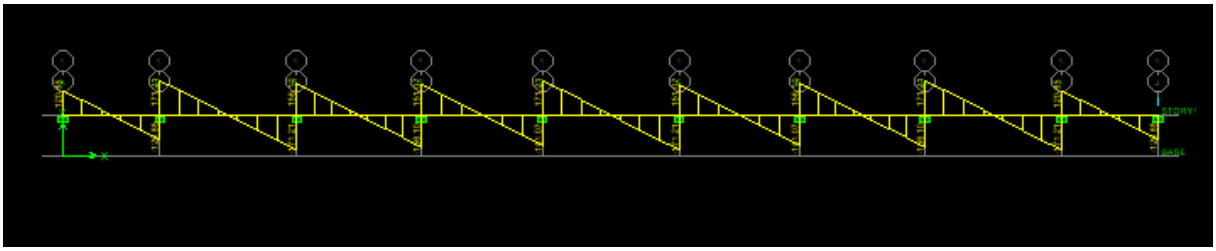
- Effort tranchant

- **ELS :**

Chargement simplifié pour les moments fléchissant :



Moment ELS

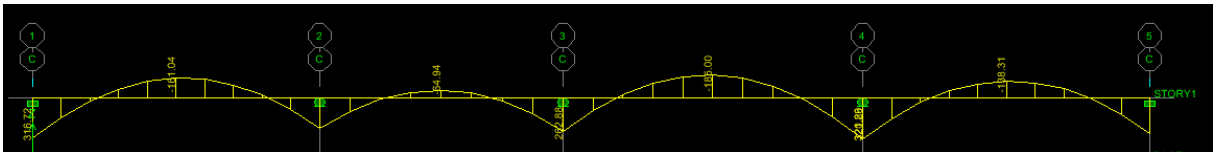


Effort tranchant

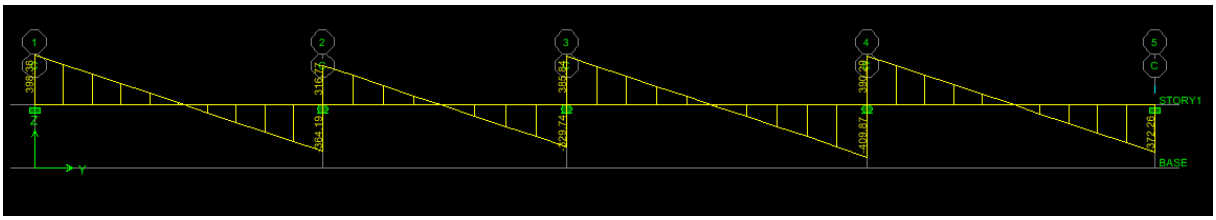
Sense transversal :(y-y) :

- **ELU**

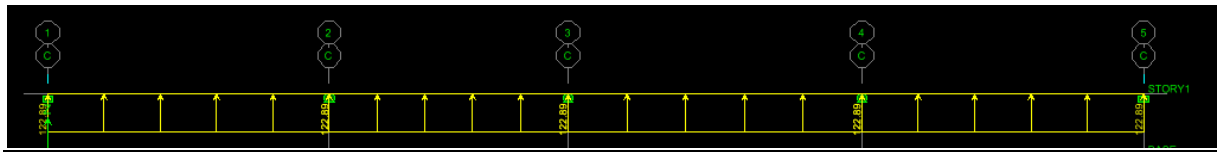
Chargement simplifié pour les moments fléchissant



- Moment ELU

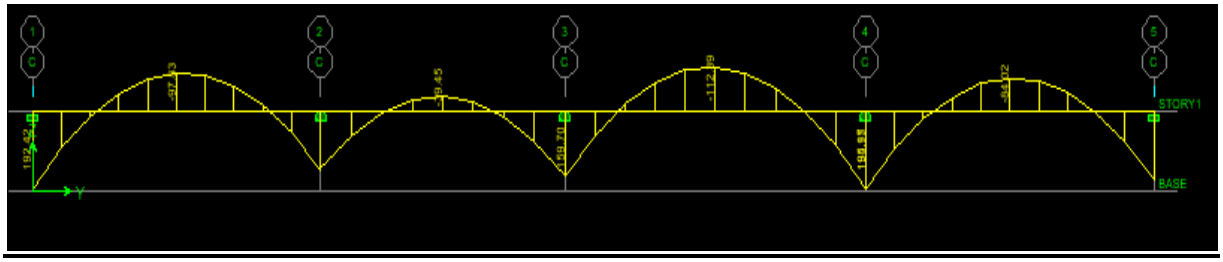


- Effort tranchant

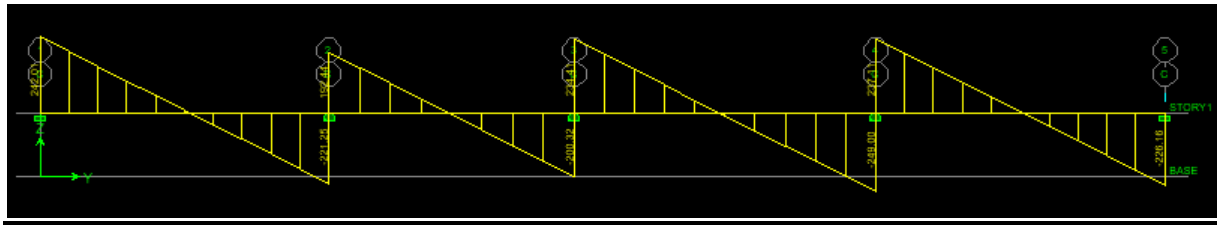


- Schéma statique

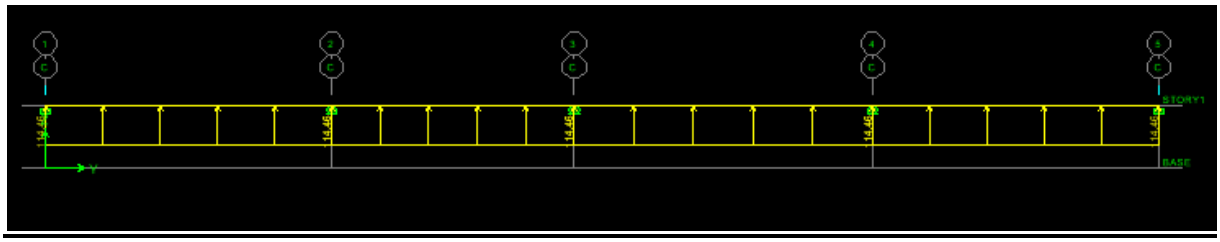
ELS :



- Moment ELS



- Effort tranchant



- Schéma statique

Les efforts internes à **L'ELU** et à **L'ELS** sont en résumé dans le tableau suivant :

	Sens Longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M max a (kn.m)	155.82	**97.02**	320.88	**195.17**
M max t (kn.m)	-94.17	**45.54**	-185.00	**-112.39**
TMAX (kn)	289.82	**171.21**	409.87	**249.00**

Tableaux VII.7

VII-9-2 Calcul des armatures : (sens longitudinal x-x)

Le ferraillage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

b = 55 cm, h = 100 cm, d =97cm, c = 3cm

Armatures longitudinales

- **Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{155.82\,x10^3}{55 \times 97^2 \times 14,2} = 0,021 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$\mu_u = 0.021 \rightarrow \quad \beta_u = 0.9895$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{155.82x10^3}{0.9895 \times 97 \times 348} = 4.67\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4HA14 + 4HA12=10 .67cm²

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{94.17 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14,2} = 0,013 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$\mu_u = 0.013 \rightarrow \beta_u = 0.9935$

$$A_{ut} = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{94.17 \times 10^3}{0,9935 \times 97 \times 348} = 2.81\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4HA14 =6.15 cm²

SENS TRANSVERSAL

Armatures transversal :

- **Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{320.88\,x10^3}{55 \times 97^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$\mu_u = 0.044 \rightarrow \quad \beta_u = 0.978$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{320.88x10^3}{0.978 \times 97 \times 348} = 9.72\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4HA14+ 4HA14=12.30cm²

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{185.00 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14,2} = 0,025 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0.025 \rightarrow \beta_u = 0.9875$$

$$A_{ut} = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{185.00 \times 10^3}{0,9875 \times 97 \times 348} = 5.55\,cm^2 / ml$$

Soit : 4HA16 =8.04 cm² avec : un espacement de 25cm

❖ vérification à l'ELU

Sens (x-x) :

- **Vérification de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bd\frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 97 \times \frac{2,1}{400} = 6.44cm^2$$

➡ Les sections d'armatures adopté vérifient cette condition.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15\,f_{c28}}{\gamma_b}\,;\,4\,MPa\right\} = 2.5MPa$$

Avec : T_u^{max} = 289.82 kN

$$\tau_u = \frac{289.82 \times 10^3}{550 \times 970} = 0.543\ MPa$$

$$\tau_u = 0.543 \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

❖ Sens (y-y) :

- **Vérification de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bd\frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 97 \times \frac{2,1}{400} = 6.44cm^2$$

➡ Les sections d'armatures adopté vérifient cette condition.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15\,f_{c28}}{\gamma_b}\,;\,4\,MPa\right\} = 2.5MPa$$

Avec : T_u^{max} = 249.00kN

$$\tau_u = \frac{249.00 \times 10^3}{550 \times 970} = 0.467 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.467 \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

❖ Vérification à l'ELS

❖ **Sens(x-x) :**

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{155.82}{97.02} = 1.606$$

$$\alpha = \frac{Y}{d} = \frac{1.606}{97} = 0.0165 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.553 \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

- **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{94.17}{45.54} = 2.07$$

$$\alpha = 0.021 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.785 \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

La condition est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Sens (y-y) :

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{320.88}{195.17} = 1.644$$

$$\alpha = \frac{Y}{d} = \frac{1.644}{97} = 0.017 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.572 \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

- **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{185.00}{112.39} = 1.646$$

$$\alpha = 0.17 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.573 \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

La condition est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

❖ **Armatures de peau (BAEL/Art 8.3) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau »sont reparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de100 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3\,cm^2}{1\times 100} = 3 \Rightarrow 1.5\,cm^2 \;\; par \;\; parois$$

Soit donc 2HA12 avec A_s= 2.26 cm^2/parois

- **Ferraillage du débord :** Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément repartie .Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longue

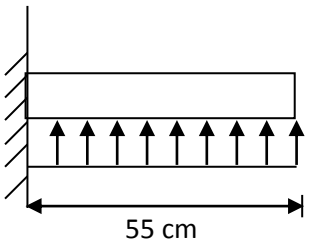


Schéma statique du débord

✓ **Schéma statique du débord**.

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres. Ainsi, Son ferraillage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis, et des poutres.

conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre cursus en génie civil.

Suite a cela, ce modeste travail une bonne expérience. Il nous a permet d'apprendre les déférentes techniques de calcul.et synthétisé les déférents règlements, et de les mettre en application dans le domaine pratique telle que ; le bael 91 , le règlement parasismique algérien 99 /version 2003 .ainsi que les divers documents technique.

En effet cette étude nous a donné l'opportunité d'apprendre et de comprendre énormément des choses très pratiques telle que l'utilisation des logiciels de calcul et de dessin (ETABS, AUTO CAD, SOCOTEC….) qui permet de réduire le temps et facilité l'analyse et le dessin des structures.et aussi qui assure la précision des résultats .

Ce travail est notre première expérience qui nous a permis d'acquérir un certain savoir faire qui nous sera d'une grande utilité dans l'avenir. à savoir résoudre des problèmes on propose divers solutions, et faire le meilleur choix.

En fin en espérons bien que ce Modest travail sera utile pour les promotions à venir.

Bibiographie

- Règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

- Règles de BAEL91modifier 99.techniques de conception et calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

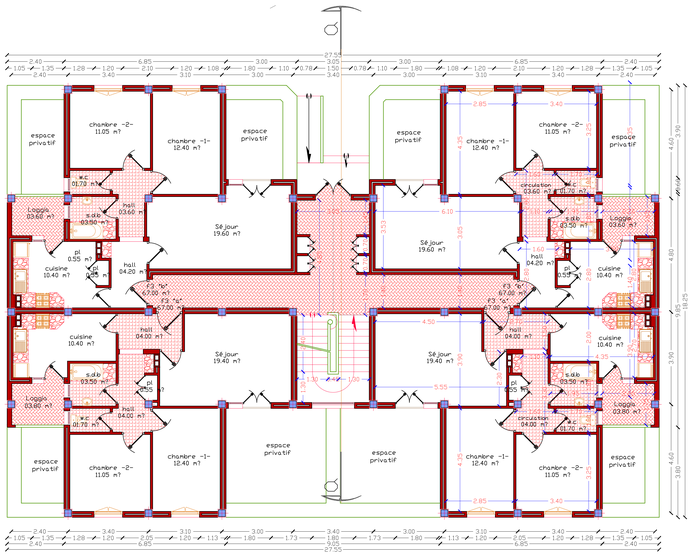
- *Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).*

- DTR B.C.2.2 : « Charges permanentes et surcharges d'exploitations » CGS, Alger 1989.

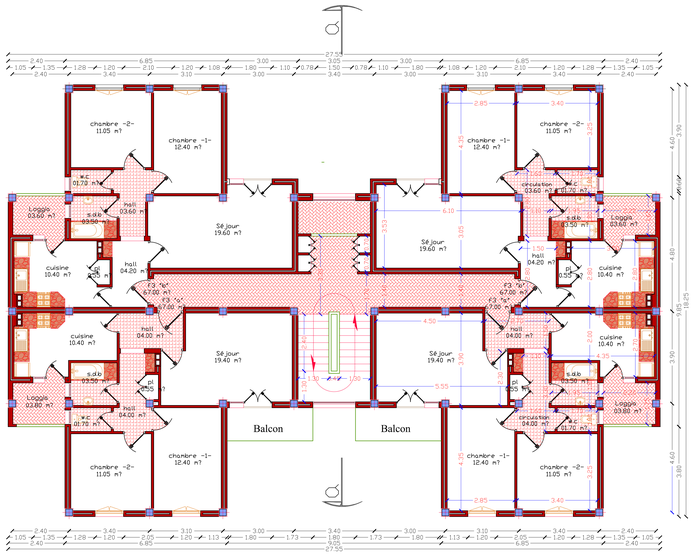
- Sites internet dédié aux métiers du génie civil.

- Logiciel : ETABS, AUTOCAD 2D, SOCOTHEC.

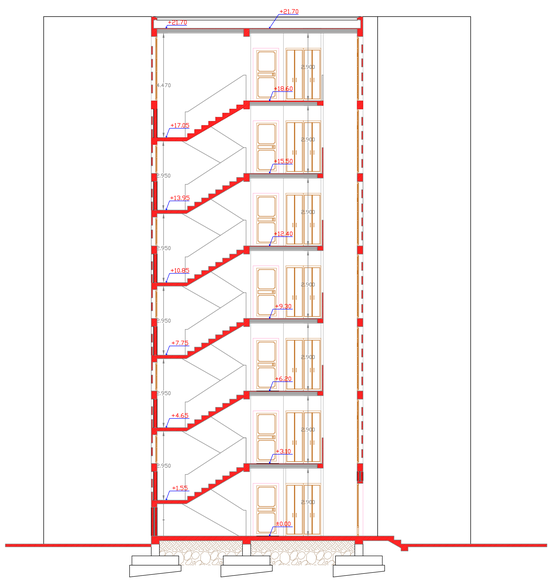
PLAN DU REZ DE CHAUSSée



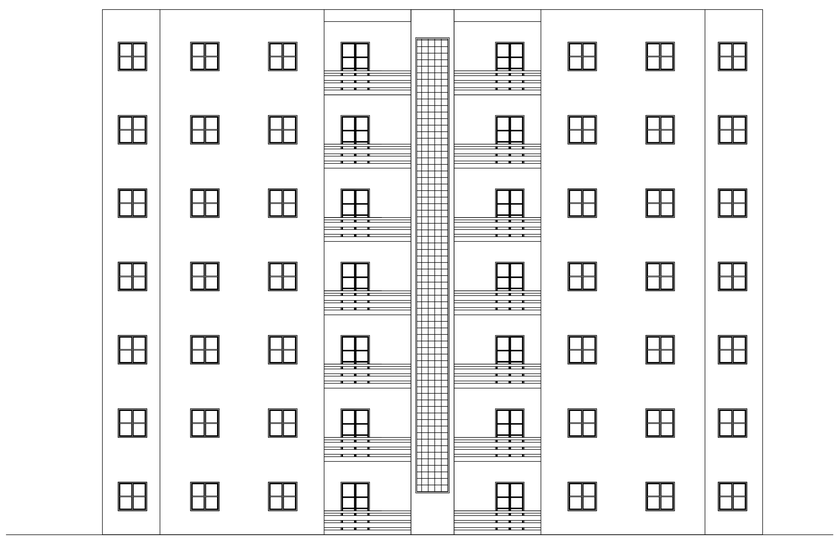
plan d'ETAGE COURANT



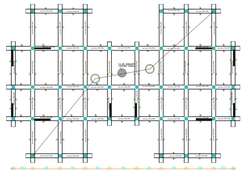
Coupe -AA-



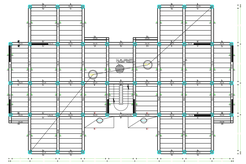
FAÇADE PRINCIPALE



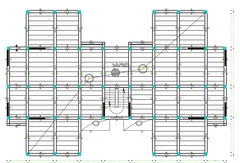
PLAN DE FONDATION

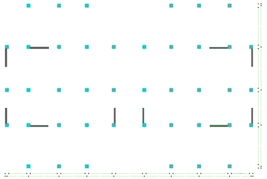


PLAN DE COUFRAGE NIV:0.30,12.40,15.50m



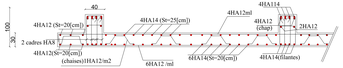
PLAN DE COUFRAGE NIV: -18.60,21.70m



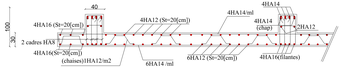


PLAN DE disposition des voiles.

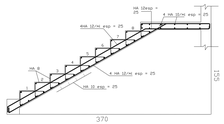
FERRAILLAGE DU RADIER



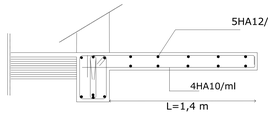
Sens X-X



Sens Y-Y

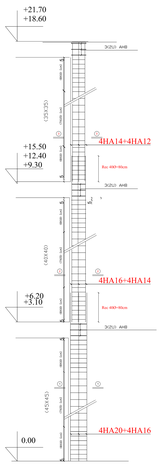


Ferraillage de l'escalier

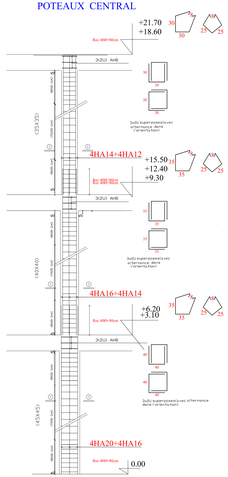


Ferraillage du balcon

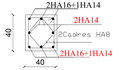
POTEAUX DE RIVE



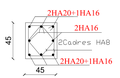
POTEAUX CENTRAL



-COUPE 3-3

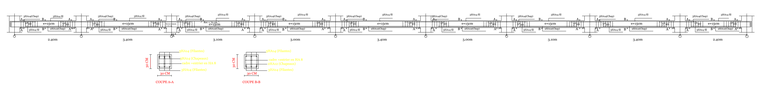


-COUPE 2-2-

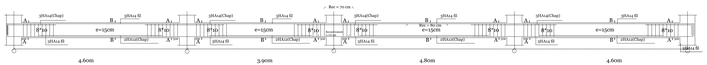


-COUPE 1-1-

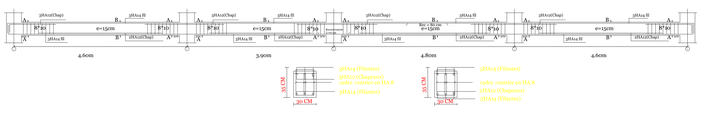
FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECOUNDAIRE

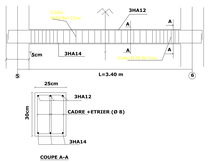


FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE ZONE 01

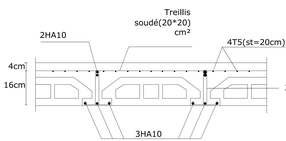


FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE ZONE 02

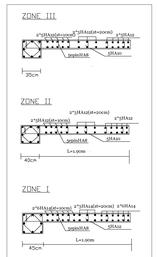


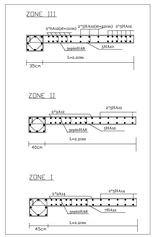


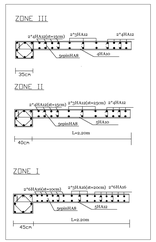
Ferraillage de la poutre palière

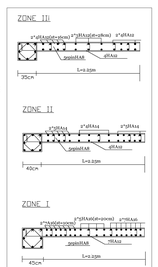


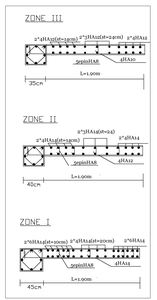
Ferrillage du palncher

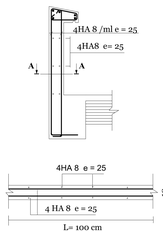












Coupe A-A

Ferraillage de l'acrotére