

REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE- CIVIL.



MEMOIRE



*En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil.  
Option : construction civil et industriel.*

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+6+2S-Sol) à usage  
D'habitation et commercial à ossature mixte  
portiques/voiles avec interaction  
Avec application ETABS**



Etudié par : M<sup>elle</sup> GUENDOUL HANANE  
M<sup>elle</sup> AZIZI YAMINA

Dirigé par : M<sup>me</sup> SAIB

Année 2015/2016

# REMERCIEMENT

*Je remercie Dieu le tout puissant de nous avoir accordé santé et courage pour accomplir ce travail.*

*Nous aimons exprimer à notre promotrice M<sup>me</sup> SMAHI.R, notre sincère reconnaissance, pour avoir accepté de nous encadrer et d'avoir dirigé ce présent travail, qu'elle soit assuré de notre profonde gratitude pour toute l'aide et les précieuses orientations qu'elle a su nous apporter.*

*Nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.*

*Nous remercions aussi tous qui ont participé d'une façon ou d'une autre à la réalisation de ce modeste travail.*

*Enfin, nous tenons également à remercier toutes la promotion de 2015/2016.*

# DEDICACES

*Je dédie ce mémoire de fin d'études :*

*A mes très chers parents, en témoignage de ma reconnaissance ; qui  
m'ont donné un excellent modèle de labeur et de persévérances,*

*A :*

*mon cher frère*

*mes chères sœurs*

*mon futur mari et sa famille*

*tous les membres de ma famille chaque un par son nom*

*mes amis (es)*

*ma binôme ferroudja et sa famille*

*toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin et a toute la promotion*

*2015/2016*

*kenza*

# DEDICACES

*Je dédie ce mémoire de fin d'études :*

*A mes très chers parents, en témoignage de ma reconnaissance ; qui  
m'ont donné un excellent modèle de labeur et de persévérances,*

*A :*

*mes chers frères*

*mes chères sœurs*

*tous les membres de ma famille chaque un par son nom*

*mes amis (es)*

*ma binôme kenza et sa famille*

*toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin et a toute la promotion*

*2015/2016*

*ferroudja*



## *Dédicaces*

*Tout d'abord je tiens à remercier **Dieu**, le  
Tout Puissant de m'avoir donné le courage et  
la Patience pour arriver à cet stade afin de  
réaliser ce modeste travail que je le dédie à :*

*Mes très **chers parents** qui m'ont soutenu et  
encouragé durant toute ma vie. **MAMAN**,  
**PAPA** grand merci, je souhaite que j'ai  
réalisée votre rêve et que vous seriez fière de  
moi*

*Ma **grande mère** maternelle et **NANA**  
Mes **chers frères** et mes chères sœurs **Et Les**  
**Petites De La Famille**  
Toute la famille « **GUENDOUL**».*



*A toute ma famille, mes proches sans  
exception.*



*A tous mes amis.*



*A toutes mes amies.*



*A toute la promotion **2015/2016***

*Hanane*

## *Dédicaces*

*Tout d'abord je tiens à remercier **Dieu**, le tout Puissant de m'avoir donné le courage et la Patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce modeste travail que je le dédie à :*

- Mes très chers parents.*
- Ma grand-mère FERROUDJA.*
- La mémoire de mon très cher frère M'HEND.*  
*que le bon Dieu le garde en son vaste paradis.*
- Mes frères : SAID, LYES et MENAD.*
- Amon frère : HOCINE et sa mariée MALHA.*
- Mes sœurs : FERROUDJA, NAIMA et LAMIA.*
- Ma sœur DAHBIA et son mari BOUSSAD.*
- Mon neveu ALI et ma nièce ANAYIS.*
- Toute la famille AZIZI.*
- Ma binôme HANANE et toute sa famille.*
- Tous mes amies.*
- Tous mes amis.*
- Toute la promotion 2015/2016.*

*Yamina*

## ***Sommaire***

### **Introduction**

**Chapitre I** : Présentation et description de l'ouvrage ..... 1p-15p

**Chapitre II** : Pré- dimensionnement des éléments ..... 16p-34p

**Chapitre III** : Calcul des éléments non structuraux ..... 35p-117p

III.1-planchers..... 35p-61p

III.2- Acrotère ..... 62p-71p

III.3- salle machines ..... 72p-86p

III.4-les dalles pleines .....87p-92p

III.5- Escaliers..... 93p-109p

III.7- Poutres Palières..... 110p-121p

**Chapitre IV** : Présentation de l'ETABS.....122p-148p

**Chapitre V** : Vérification des exigences du RPA ..... 149p-159p

**Chapitre VI** : Ferrailage des poteaux.....160p-172p

**Chapitre VII** : Ferrailage des poutres.....173p-190p

**Chapitre VIII** : Ferrailage des voiles.....191p-203p

**Chapitre IX** : Étude de l'infrastructure.....204p-218p

**Chapitre X** : Etude du mur plaque .....219p-231p

### **Plans d'exécution**

### **Conclusion**

### **Bibliographie**

# Introduction générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les Ingénieurs civils s'occupent de la conception et la réalisation, des réhabilitations d'ouvrages de constructions, d'infrastructures et de superstructures urbaines, dont ils assurent la sécurité et la durabilité afin de répondre aux besoins de la société.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

Pour cela, nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais comprendre impérativement les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsions tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir ; la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'une tour (R+6+2SS) en portique et voile, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier. Nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifiques (planchers, escaliers ...).

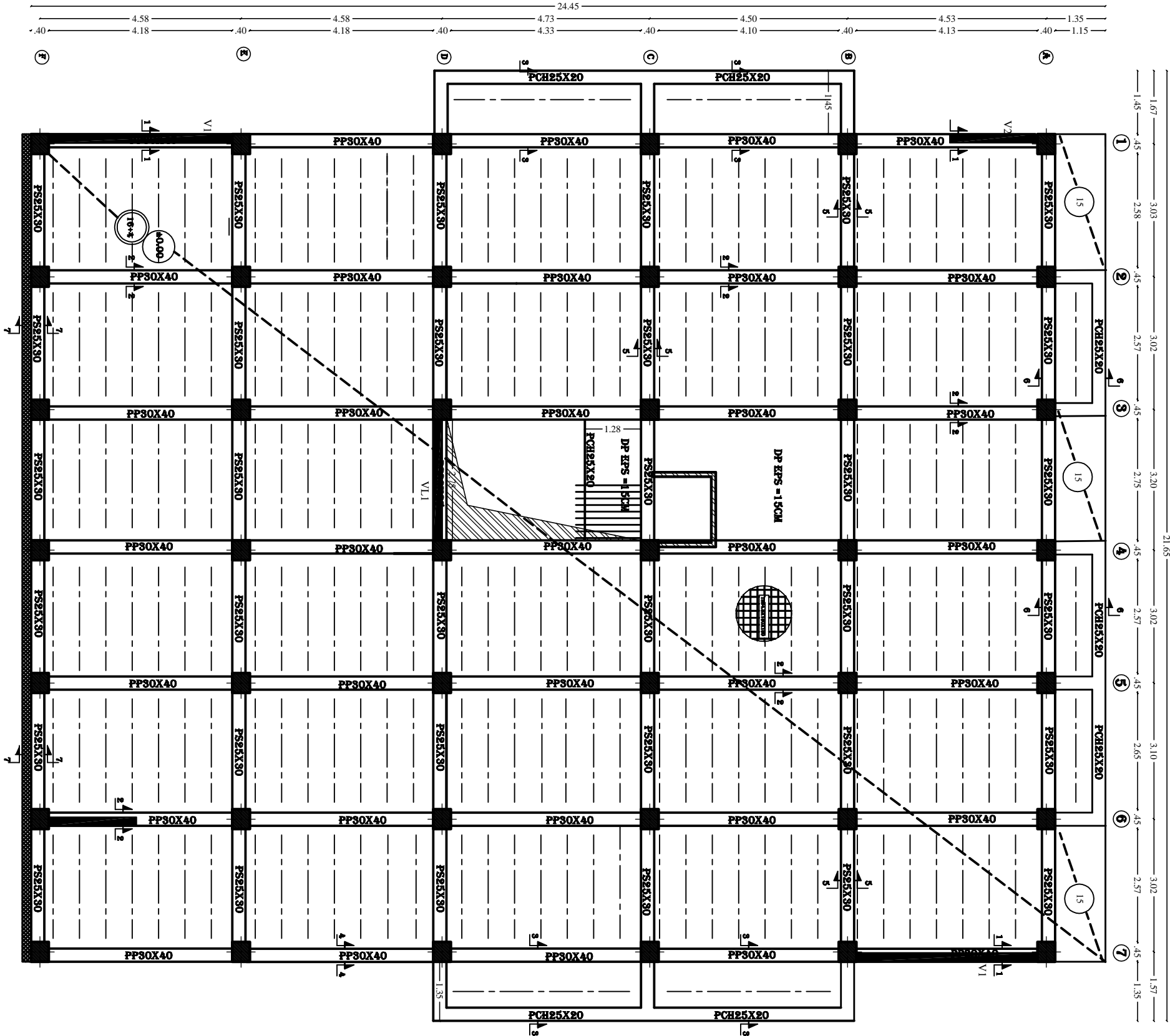
Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder au ferrailage des différents éléments. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

En final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

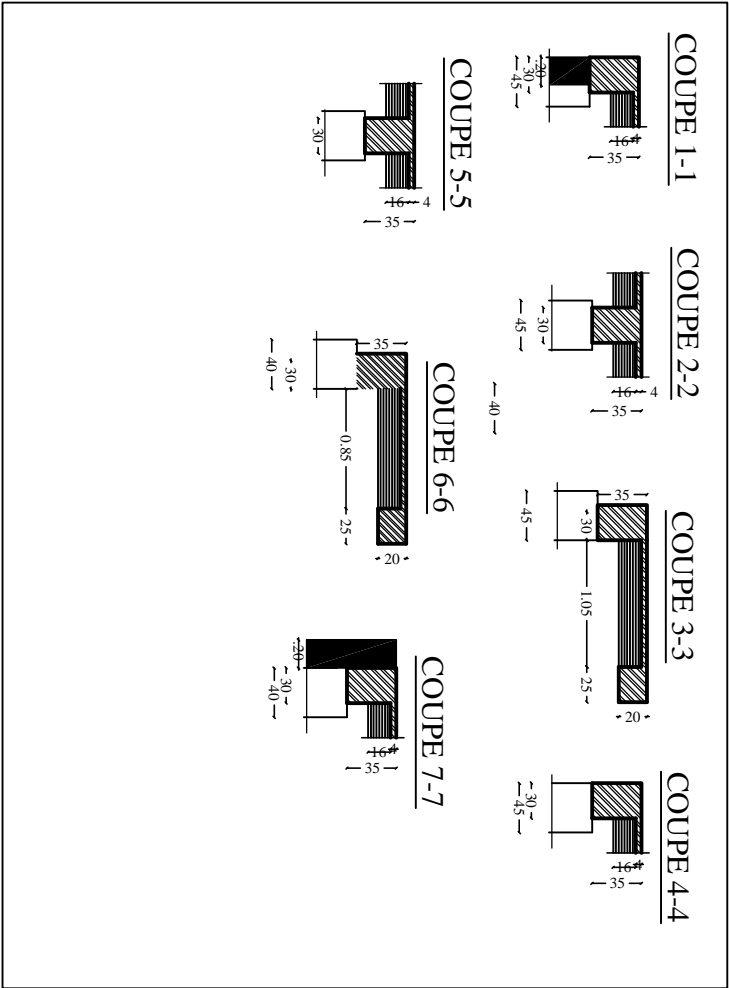
# Chapitre I

## Présentation et description de l'ouvrage

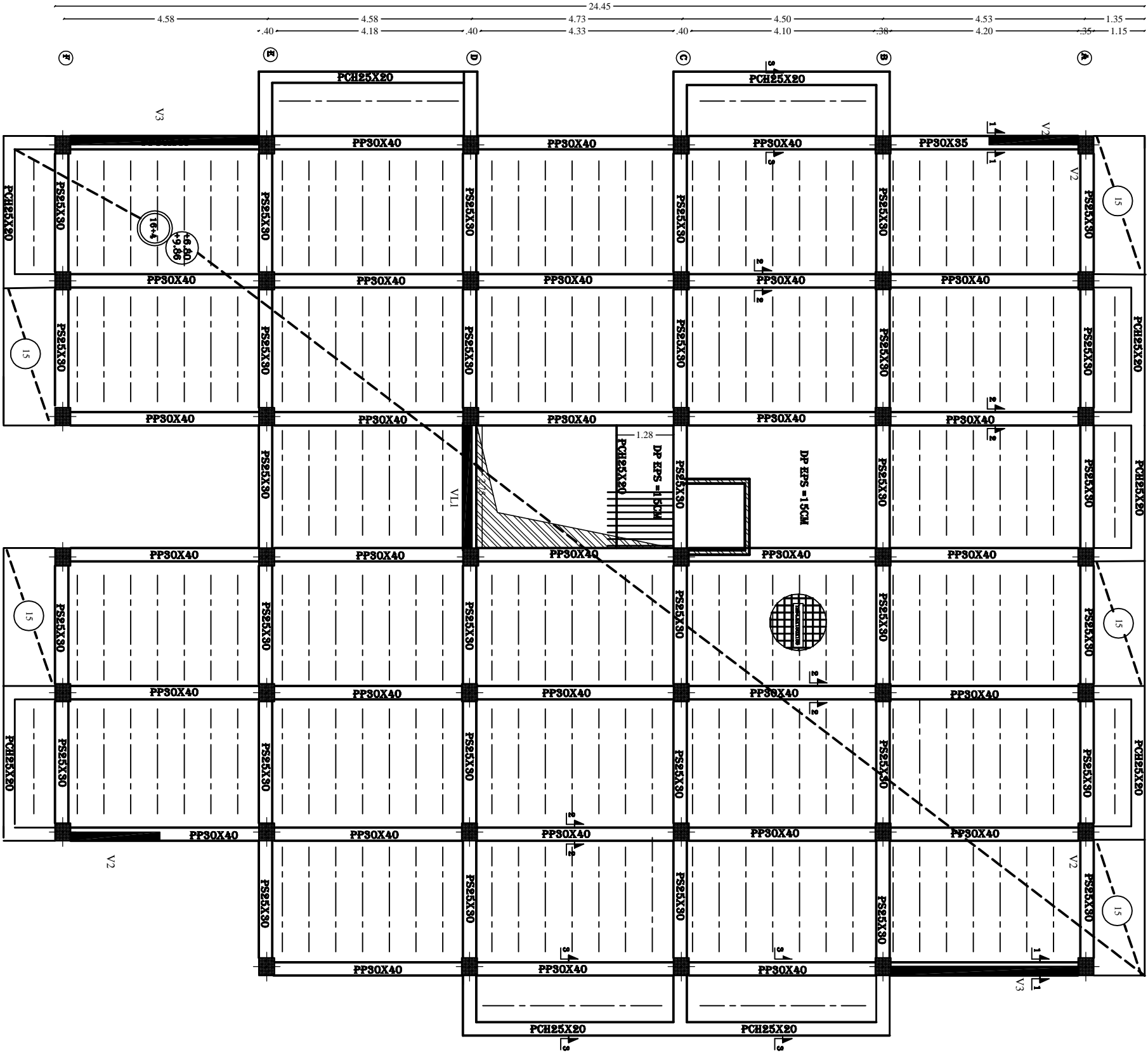
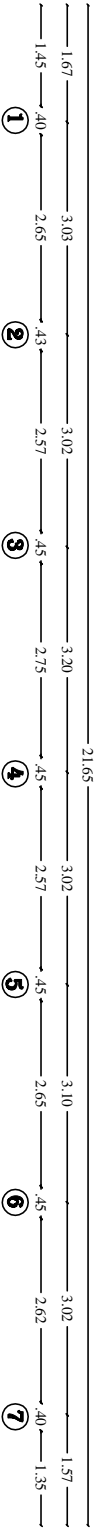


COFFRAGE PLANCHER NIV ±0.00 BLOC 1 ECH 1/50 .

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZHOUCOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIANT:	TITRE:
N°: GUENINOUILLI Haïme	Plan de coffrage fondation
N°: AZIZI Youssef	
DIRIGE PAR:	
M. SABA	PLANCHER
PROMOTION 2013-2014	RELEVÉ

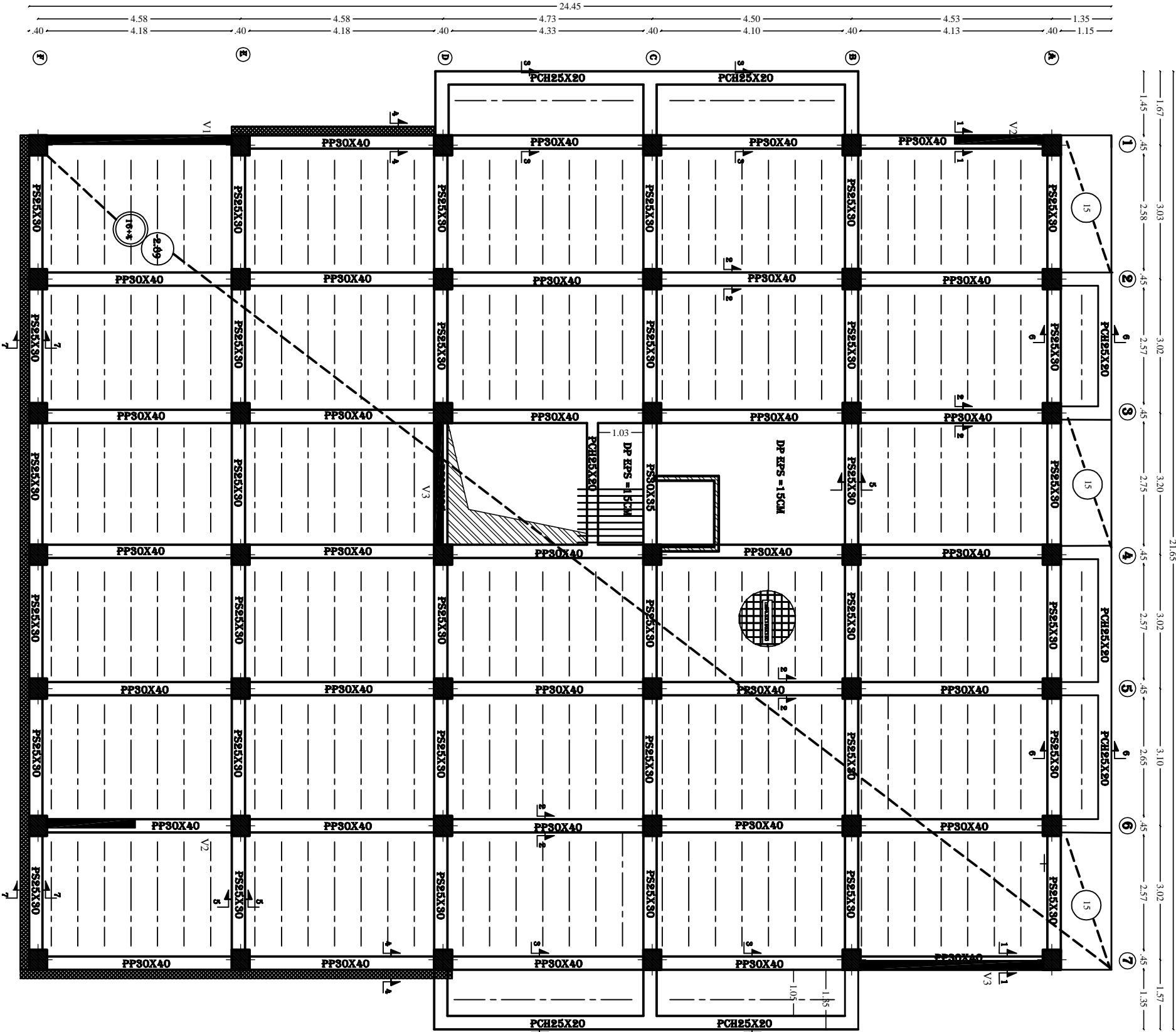


COFFRAGE PLANCHER NIV +9.86&+12.9 BLOC 1 ECH 1/50 .

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

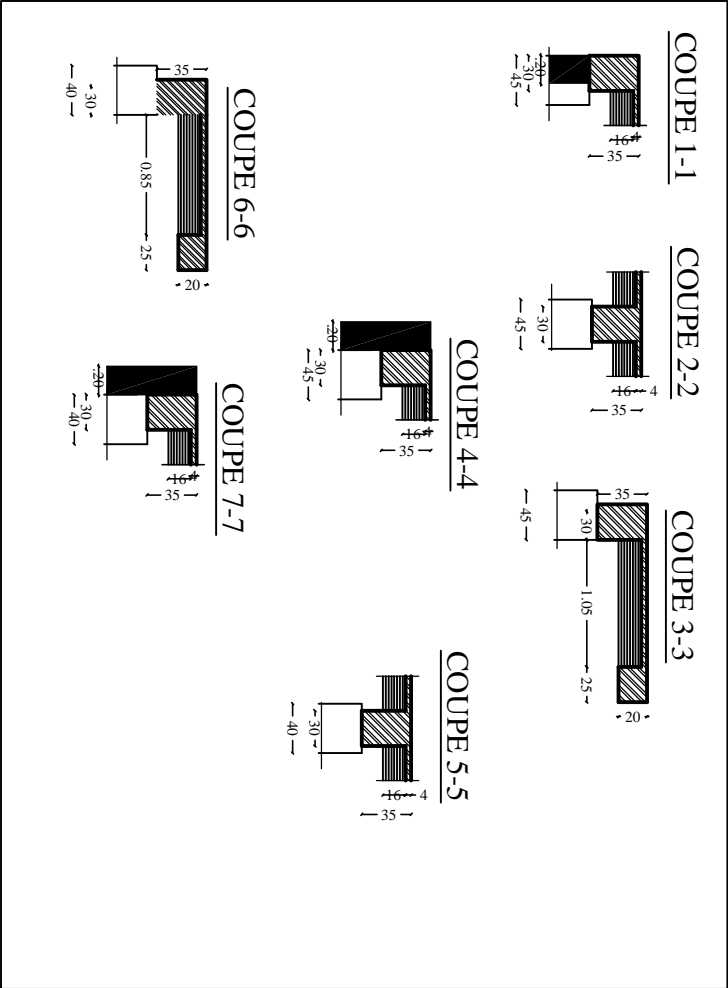
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mr. OUDHOUL Houssein Mr. AZZI Youssef	TITRE: Plan de coffrage Fondation
DIRECTEUR: Mr. SABBA	REVISÉ: Mr. ANJOUX
PROMOTION 2013-2014	RECHÈCHE



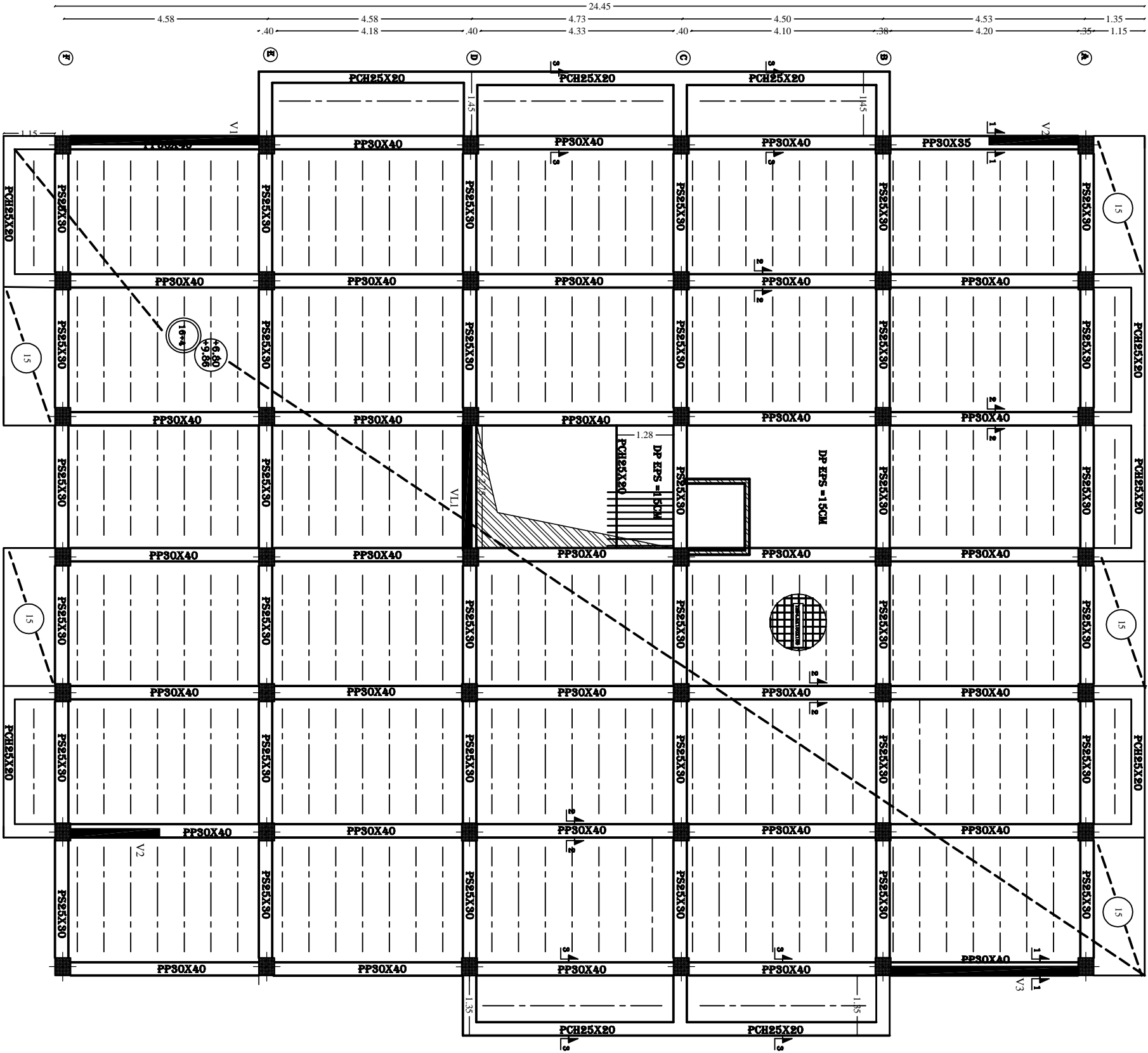
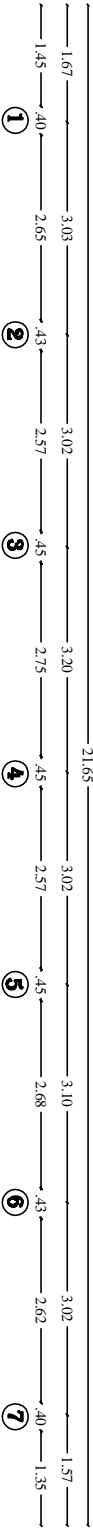


COFFRAGE PLANCHER NIV -2.89 BLOC 1 ECH 1/50 .

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

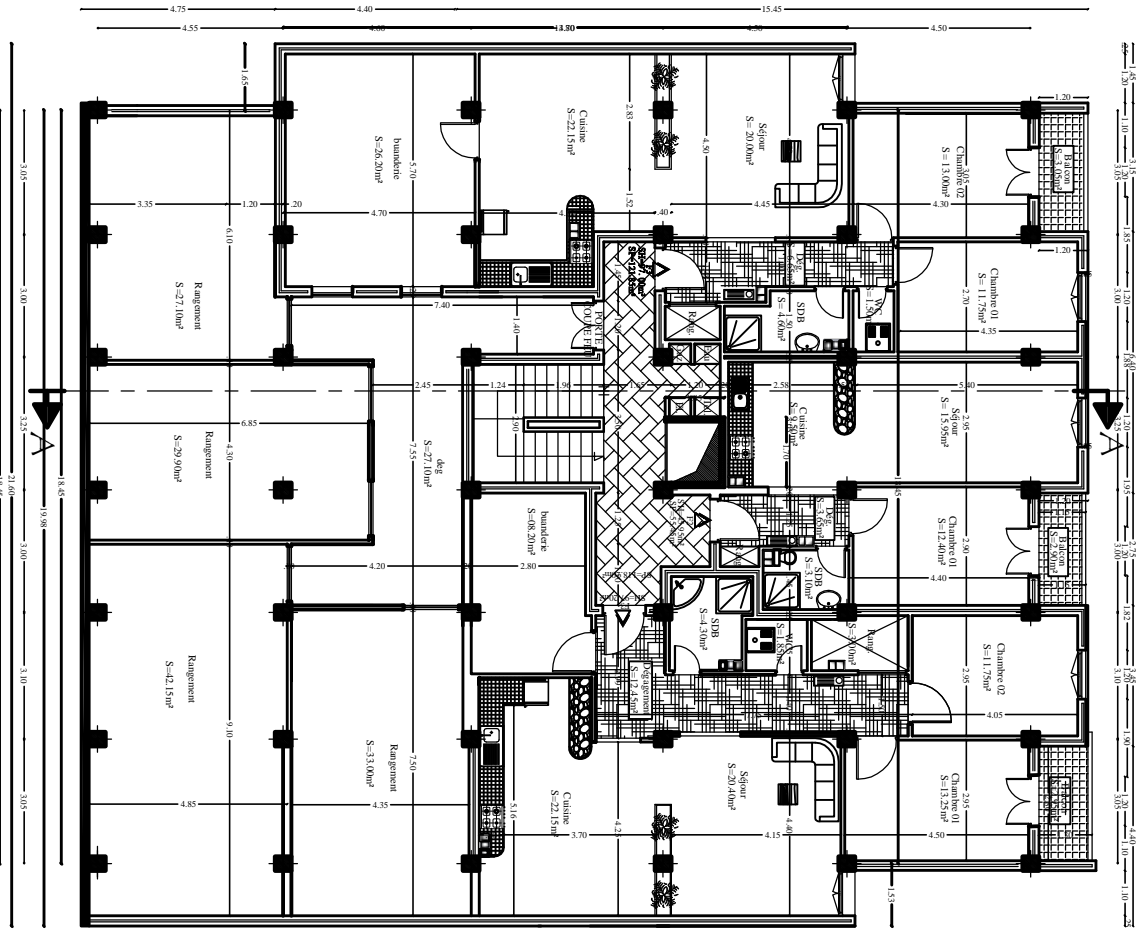


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR :	TITRE :
M. GUENOUIL Hame	Plan de coffrage
M. AZIZI Yassine	fondation
DIRECTEUR :	
M. SAÏBA	
PROMOTION 2013-2014	PLANCHER
	ESQUELLE

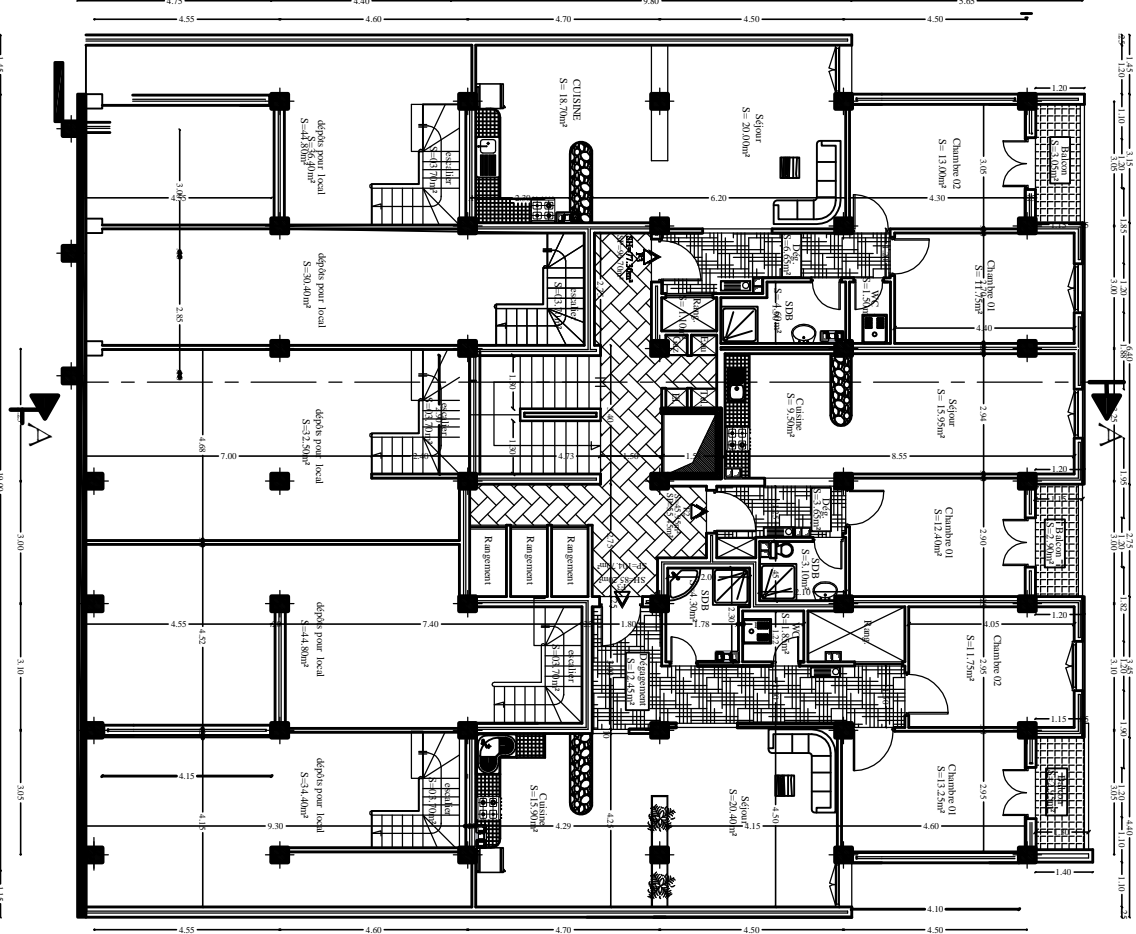


COFFRAGE PLANCHER NIV +3.74 BLOC 1 ECH 1/50.

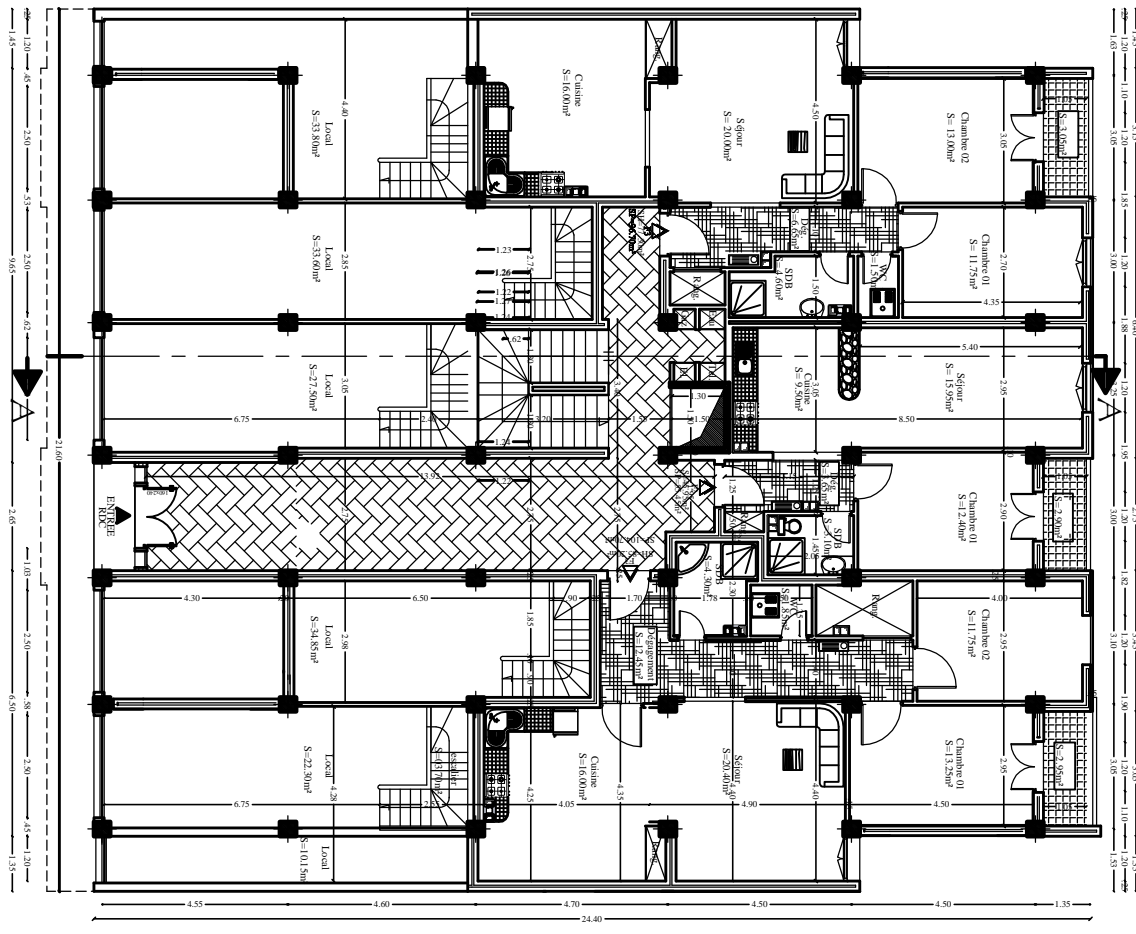
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-TOUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR:	TITRE:
Melle. AZIZA YAMINA	Plan de coffrage
DIRECTEUR PAR:	Fondation
Mme. SAIB	
PROMOTION 2015-2016	PLANCHER
	REBELLE



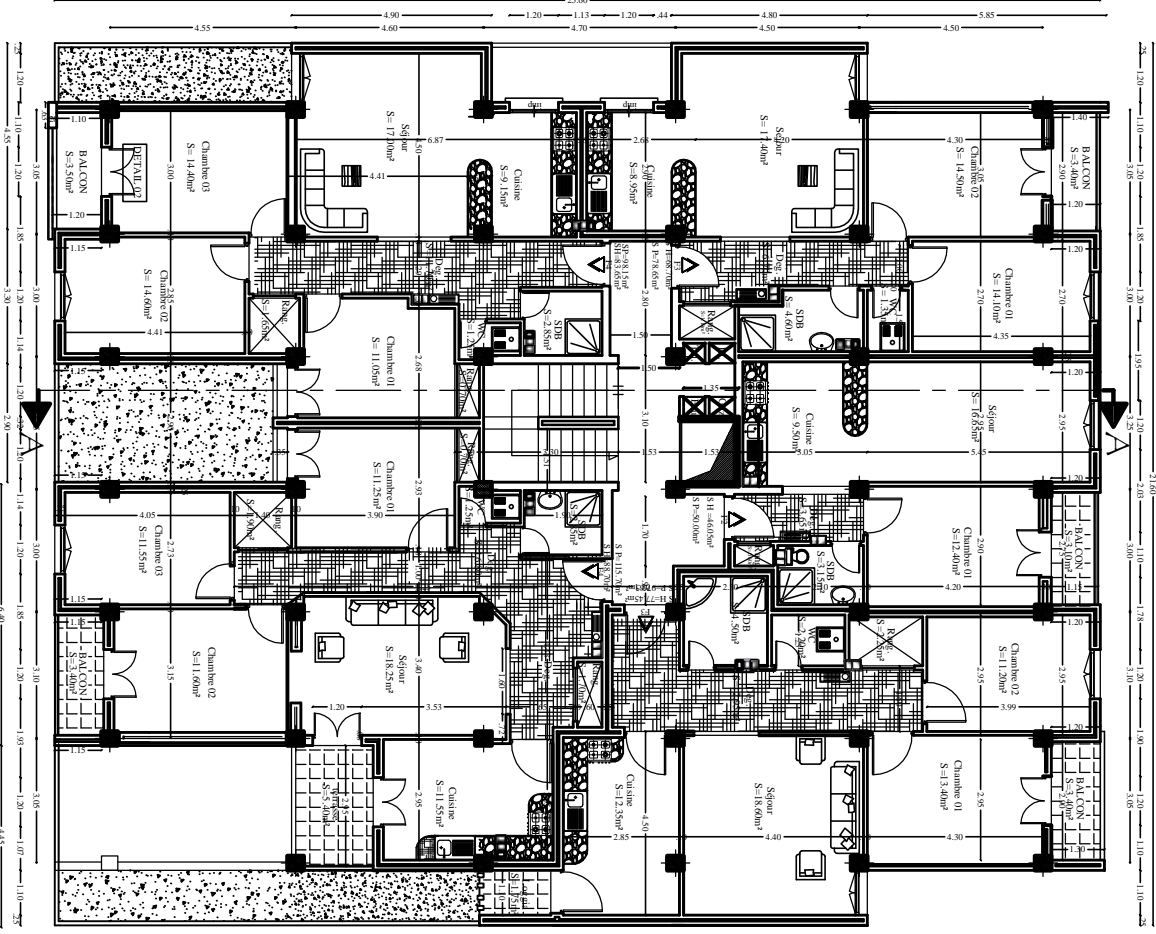
PLAN DU 2 EME SOUS SOL S-SOL LOGEMENT)



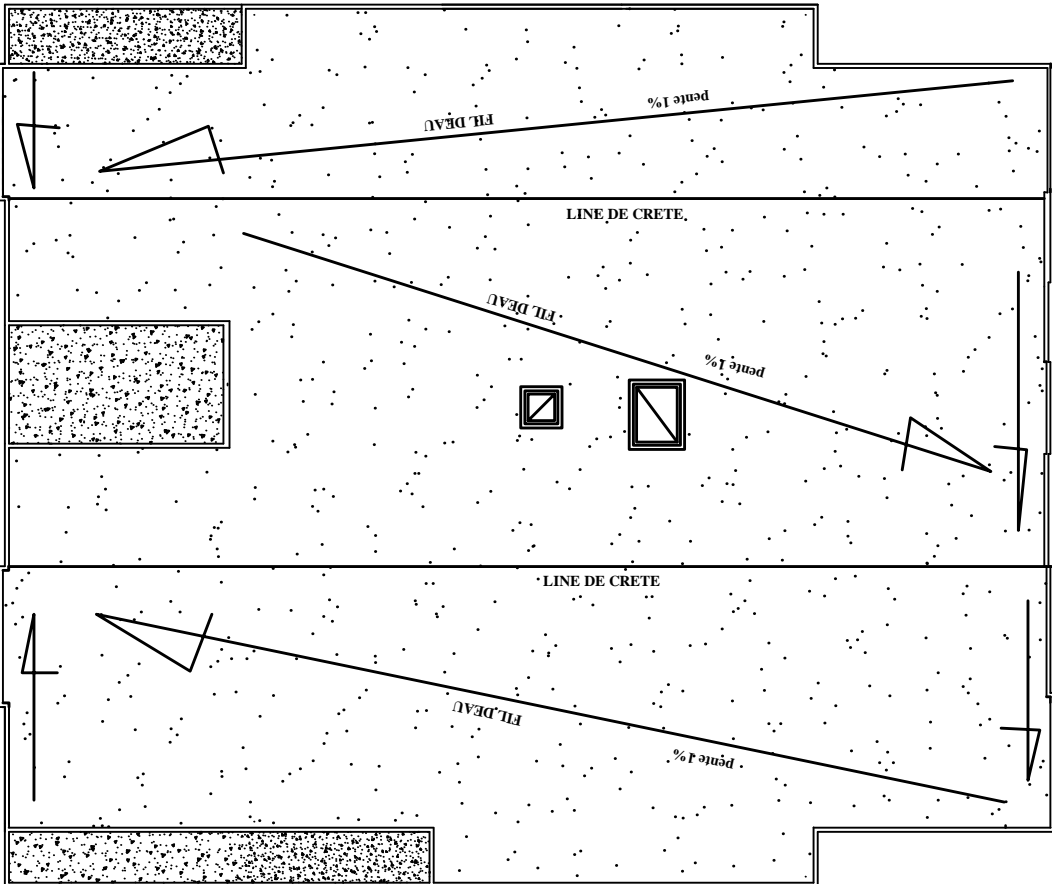
PLAN DU 1ER S-SOL (niv -3.06) LOGEMENT)



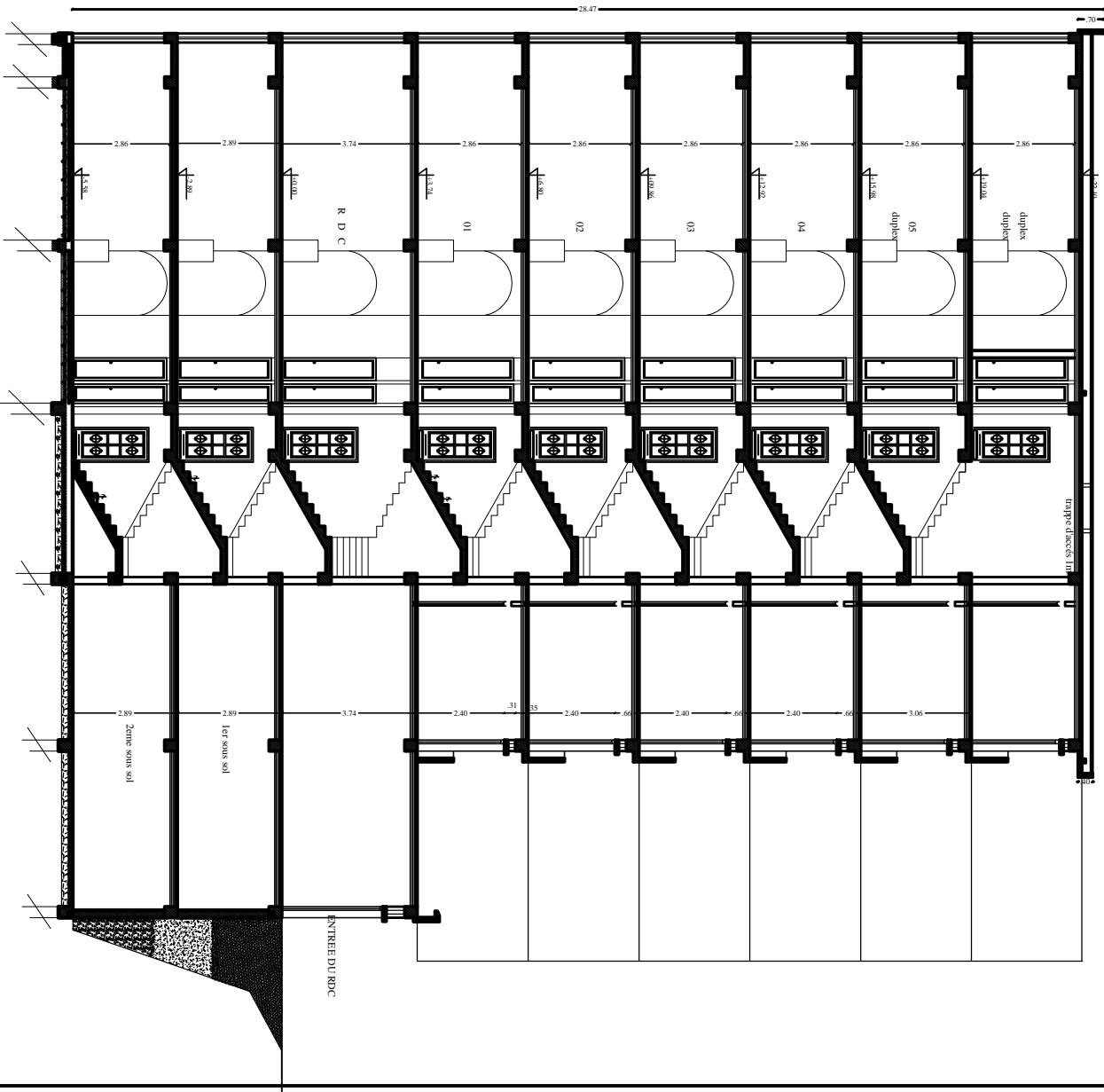
PLAN DU RDC (niv. ±0.00) LOGEMENT)



PLAN DE ETAGE COURANT)



PLAN DE TERRASSE INACCESSIBLE



COUPE A-A BLOC 1 et 5

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOUIZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE DE :	TITRE :
MAÎTRE D'OUVRAGE :	
DIRECTEUR DE L'ETUDE :	
MAÎTRE D'OUVRAGE :	
PROJETANT :	
PROJETANT :	

### Introduction :

L'étude des ouvrages en Génie Civil se fait de telle manière à assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages étudiés, tout en assurant un maximum de sécurité des personnes pendant et après leurs réalisations, et tout en minimisant le coût.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux préconisations des règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et le règlement du béton aux états limites BAEL 91 modifié 99.

### I.1.Description de l'ouvrage :

Ce projet consiste en l'étude d'un bâtiment(R+6+2S-S) à usage d'habitation et commercial. Ce bâtiment sera implanté à la ville du TIZIOUZOU Wilaya de TIZIOUZOU ; classée selon le RPA 2003 en zone de moyenne sismicité; zone IIa. Et il est classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2)

Le bâtiment est constitué de :

- ✓ 02 sous-sols
- ✓ 06étages à usage d'habitation

L'accès aux différents étages sera assuré par cages d'escalier et un ascenseur.

Les matériaux utilisés pour la réalisation de cet ouvrage sont le béton et l'acier. L'utilisation de leurs caractéristiques mécaniques est reliée à l'application des normes en vigueur.

### I.2.Caractéristiques géométriques :

#### a)Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....28.47m
- Hauteur du sous sol 2.....2.86m
- Hauteur du sous-sol1.....2.89m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3.74m
- Hauteur de l'étage courant .....2.86m

#### b) Dimensions en plan :

#### ETAGE COURANT :

- Longueur totale.....25.60m
- Largeur totale .....21.60m

#### RDC :

- Longueur totale .....24.40m
- Largeur totale .....21.60m

#### LES SOUS SOLS :

- Longueur total des sous-sols.....24.60m
- Largeur totale .....21.60m

### I.3.Éléments de l'ouvrage :

#### I.3.a. Ossature :

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un Système de portique et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens Longitudinal et transversal formant ainsi un système de contreventement rigide Assurant la stabilité de l'ouvrage

#### I.3.b. Les planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Ils doivent être conçus d'une façon à :

- **Fonction de résistance mécanique :**

Les planchers supposés infiniment rigide dans le plan horizontal supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges.

- **Fonction d'isolation :**

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les étages.

Il y a deux types de planchers :

#### Planchers en corps creux :

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

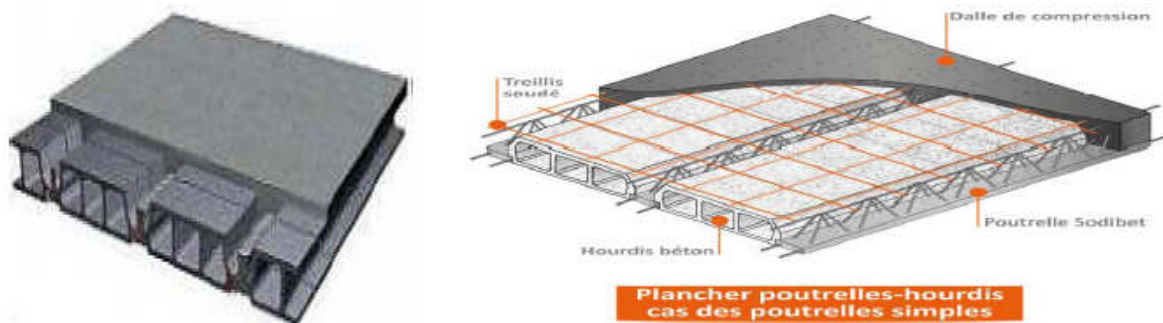


Figure I.1. : Plancher à corps creux

### **Dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

### **I.3.c. Les escaliers :**

Les escaliers sont des parties communes dans l'habitation collective ; ils sont des ouvrages qui permettent de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. L'escalier Est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

**Il y a plusieurs type d'escalier en béton armé tel que :**

- ✓ Les escaliers droits.
- ✓ Les escaliers balancés.
- ✓ Les escaliers circulaires.

Le choix du type d'escalier dépend de l'architecture et de la hauteur à franchir.

### **I.3.d .Maçonnerie :**

La maçonnerie est l'ouvrage obtenue par juxtaposition de bloc (briques, agglomérés,.....) généralement assemblé par un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur.

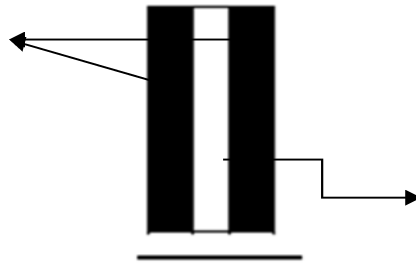
Il y'a deux types de murs dans la structure :



**Figure I.2 : Briques creuses**



- ✓ **Murs extérieurs:** Ils sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10+5+10).



**Figure I.3 : mur extérieur.**

- ✓ **Mur intérieur :** c'est un mur de séparation réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

### **I.3.e .Revêtements :**

Les revêtements utilisés sont comme suit :

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

### **I.3.f. Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60(m) de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

### **I.3.g. Coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution par ailleurs, ce type de coffrage offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'oeuvre.
- Rentabilité du chantier.

Et Pour les portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.



### **I.3.k. Enduits :**

Un produit pâteux destiné à recouvrir une surface d'une manière uniforme pour réaliser les actions suivantes :

- ✓ Imperméabilité.
- ✓ Étanchéité.
- ✓ Finition.

La composition du l'enduit dépend de la nature de la paroi à traiter.

### **I.3.m .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 de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

### **Cage d'ascenseur :**

La tour comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulé sur place.

### **Règlements utilisés :**

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

- ❖ **BAEL 91** modifié en 99 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivants la méthode des états limites).
- ❖ **RPA 99** modifié 2003(règles parasismiques algériennes).
- ❖ **DTR.BC-22** (charges et surcharges d'exploitations

### I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

#### I.4.a .Béton :

Le béton est un mélange bien équilibré de ciment, granulats et de l'eau, il est

Défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Le ciment utilisé est de classe **32.5**(CPA325) dosé à **350kg/m<sup>3</sup>** de béton.

Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport eau/ciment = 0,5.

#### I.4.a.1-Resistance caractéristique du béton à la compression : (Art A2.1, 11 BAEL 91 modifié 99):

Le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ( $f_{c28}$ ), obtenue par un essai sur éprouvettes normalisées ( $\Phi=16$  cm , $h=32$ cm) elle est notée  $f_{c28}$  .

Sa résistance caractéristique à la compression à **j ≤ 28 jours** est définie par :

$$f_{cj} = j / 4.76 + 0.83j f_{c28} \quad (\text{MPa}) \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa.}$$

$$f_{cj} = j / 1.4 + 0.95j f_{c28} \quad (\text{MPa}) \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa.}$$

Pour **j > 28 jours** :

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa.}$$

Pour cette étude on adoptera une valeur de  $f_{c28} = 25$  MPa.

### I.4.a.2-Resistance caractéristiques à la traction (Art.2.1.12/BAEL91,CBA93) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par ces relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si} \quad f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

Pour  $j = 28$  j

Pour cette étude on prend la valeur :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ Mpa.}$

### I.4.a.3-Contraintes limites du béton:

#### -Les états limitent :

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et du bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

#### a)État limite ultime : (Art A.4.3, 41 BAEL99)

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \quad \text{et} \quad f_{bc} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{cj}$$

avec :

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité

pour :

$\gamma_b = 1,15$  si la situation est accidentelle.  $\rightarrow f_{bc} = 18,50 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,5$  si la situation est courante.  $\rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

$\Theta$ = Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$\Theta = 1$  lorsque la durée d'application est supérieur à 24 heures

$\Theta = 0,9$  lorsque la durée d'application est entre 1heur et 24heurs

$\Theta = 0,85$  lorsque la durée d'application est inférieur à 1heure.

#### b) État limite de service :

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont pas vérifiées, il correspond à :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.

- États limites d'ouvertures des fissures.
- États limites de service de déformation.

**-La contrainte limite de service à la compression :**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

**Avec :**

$\sigma_{bc}$  : contrainte admissible à l'ELS

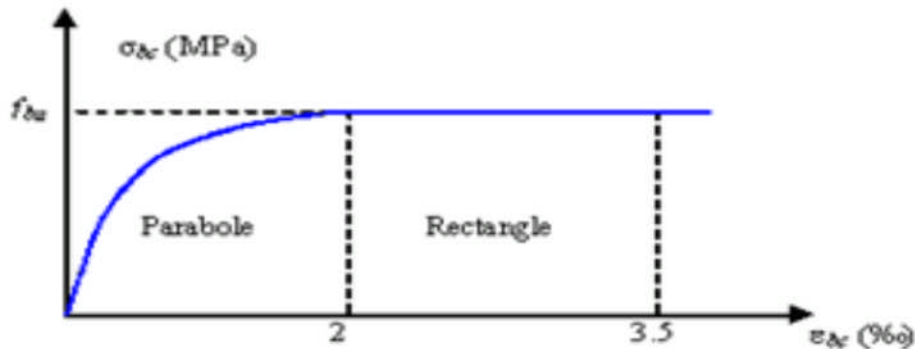
Pour notre cas à 28 jours:

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa [ART/A.4.5.2. BAEL91]}$$

**c)Diagramme contraintes déformations :**

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

**a)A L'ELU :**



**Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU (BAEL91/Art4.3, 31)**

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5‰

**Avec :**

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton en compression

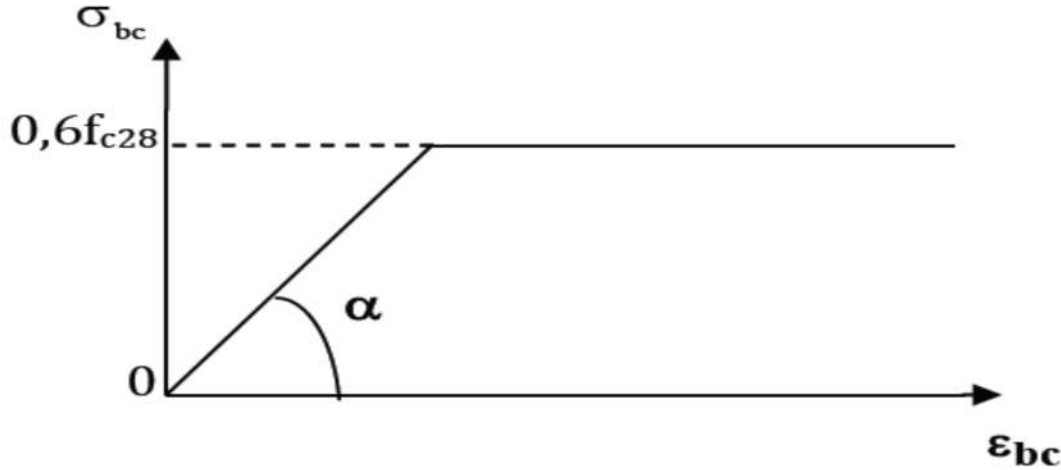
$f_{c28}$  : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours

$\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression

Pour  $\epsilon_{bc} < 2$  ‰ on applique la loi de Hooke qui dit :  $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

$E_b$ : Module de Young.

b) A l'ELS :



**Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS (BAEL91/ART.A.4.5.2)**

$\epsilon_{bc}$  : déformation relative de service du béton en compression.

$\tan \alpha = E_b =$  module d'élasticité

#### **I.4.a.4-Contrainte limite ultime de cisaillement : [ART/A.5.1.21 BAEL91]**

Elle correspond à la contrainte tangentielle du béton ; elle est donnée pour une section rectangulaire comme suite :

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

**Avec :**

**$V_u$**  : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

**$b$**  : Valeur de la largeur de la section cisailée

**$d$**  : Valeur de la hauteur utile ( $d = h - c$ ).

**Fissuration peu nuisible** :  $\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right)$

**Fissuration préjudiciable** :  $\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{1,5 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right)$

**Fissuration très préjudiciable** :  $\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right)$

### I.4.a.5. Le module d'élasticité :

Par définition, le module d'élasticité est le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée.

### I.4.a.6- Déformations longitudinales du béton :

Elles peuvent être calculées à l'aide de deux Types de module de déformation longitudinale selon la durée d'application de la contrainte normale.

#### **Module de déformation longitudinale instantanée :**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1, 21})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{Mpa} \dots\dots\dots E_{i28} = 32164, 2 \text{ Mpa}$$

#### **Module de déformation longitudinale différée :** (art A-2.1.22 BAEL91).

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow E_{v28} = 10819\text{MPa}$$

### I.4.a.7 Déformations transversales du béton : (Art A 2.1.3 BAEL 91)

Calculés à l'aide du module d'élasticité transversal noté « G » qui est donné par la relation suivante :

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

**Avec :**

E : module de YOUNG.

$\nu$  : Coefficient de POISSON

### **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre les déformations relatives

Transversales et les déformations relatives longitudinales du béton.

$\nu$ : Coefficient de poisson = déformation transversale/ déformation longitudinale

$\nu = 0$  pour des justifications à ELU

$\nu = 0,2$  pour des justifications à ELS

### I.4.b .Aciers :

Les aciers sont des matériaux qui résistent très bien à la traction qu'à la compression associés au béton ils constituent le béton armé qui allie la résistance à la compression du béton à la résistance à la traction de l'acier.

Les aciers se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces.

#### I.4.b. 1. Caractéristiques des aciers utilisés :

Types d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité $f_e$ (Mpa)	Coefficient de fissuration ( $\eta$ )	Coefficient de scellement ( $\Psi$ )
Aciers en barres	Haute adhérence FeE 400	HA	400	1,6	1,5
Aciers en Triellis	Treillis soudés TL520Ø < 6	TS	520	1 ,3	1

**Tableau I.6 : Caractéristiques des aciers utilisés**

#### I.4.b .2 .Module d'élasticité longitudinal :

Le module d'élasticité longitudinale ( $E_s$ ), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.  $E_s = 200000$  MPa (Art A.2.2.1/ BAEL91, CBA 93)

#### I.4.b .3. Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson  $\nu$  pour les aciers est pris égal à 0,3 ( $\nu=0.3$ ).



### I.4.b .4. Diagramme contrainte déformation de l'acier :

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

Le diagramme contrainte déformation est illustrée par la figure ci-dessous :

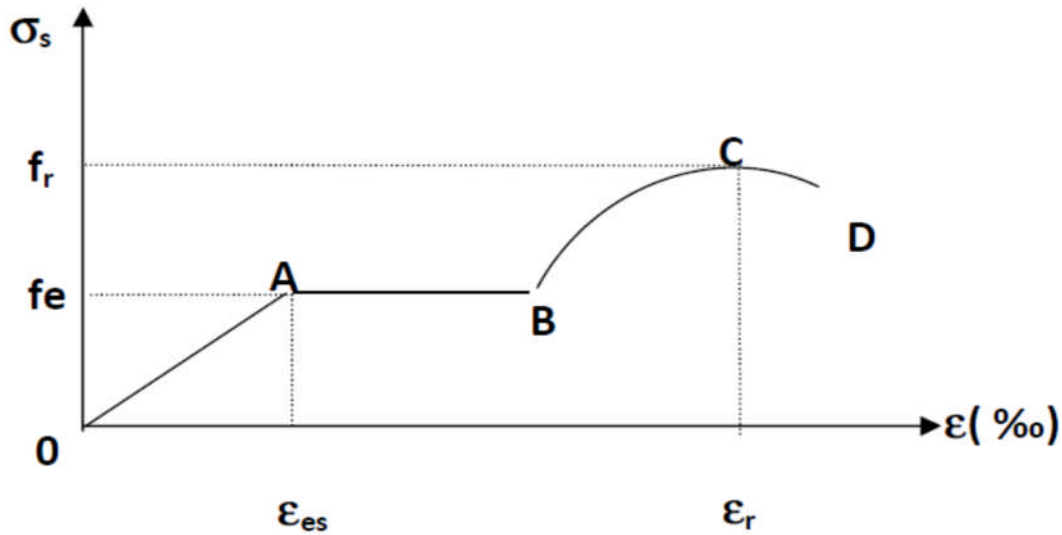


Figure I.7 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

$f_r$  : Résistance à la rupture,

$f_e$  : Limite d'élasticité,

$\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier,

$\epsilon_r$  : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement

Zone CD : Domaine de striction

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

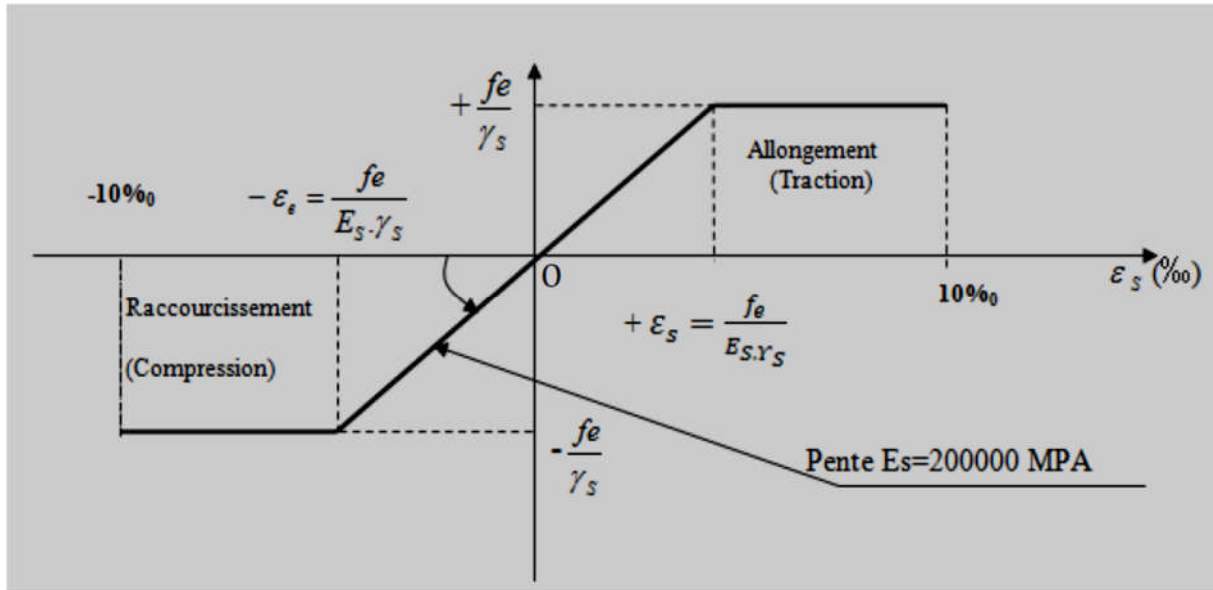


Figure I.8 : Diagramme contrainte déformation de calcul

#### I.4.b.5. Contraintes limites de l'acier :

**A l'État limite ultime (ELU) :** La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (art A 4.3.2 BAEL91).

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots (\text{Art A.2.1.2, BAEL91 modifié 99})$$

$\bar{\sigma}_{st}$ : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

$f_e$ : Limite d'élasticité garantie.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité.

**Avec :**

$\gamma_s = 1,15$  situation courante.

$\gamma_s = 1,00$  situation accidentelle

#### A l'État limite de service (ELS) :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures) et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations.

##### 1. Fissuration peu nuisible : (BAEL91, CBA 93/Art. A. 4.5.32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

### 2. Fissuration préjudiciable : (BAEL91, CBA 93/Art. A. 4.5.33)

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n} f_{tj} \right) \text{ en MPa}$$

$f_e$ : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{t28}$ : résistance caractéristique à la traction du béton.

$n$ : coefficient de fissuration tel que :

-  $n=1$  → pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

-  $n=1,3$  → pour les aciers de haute adhérence de diamètre  $Q < 6\text{mm}$ .

-  $n=1,6$  → pour les aciers de haute adhérence de diamètre  $Q \geq 6\text{mm}$ .

La valeur de  $\overline{\sigma_{st}}$  obtenu pour  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$  et  $n=1.6$  est :  $\overline{\sigma_{st}} = 201.63\text{MPa}$

### 3. Fissuration très préjudiciable :

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min (0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ en MPa (BAEL91, CBA 93 / Art 4.5.34)}$$

La valeur de  $\overline{\sigma_{st}}$  obtenue pour  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$  et  $n=1.6$  est :  $\overline{\sigma_{st}} = 165\text{MPa}$

#### I.4.b.6. Protection des armatures : (Art .A.7.2. 4 /BAEL91, CBA 93)

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

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

Dans notre cas, on prend  $C=3\text{cm}$ .

### I.5.c. Hypothèse de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

#### C-1 / État limite ultime (ELU) :

- ❖ Les sections planes restent planes après déformation
- ❖ Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- ❖ Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction
- ❖ Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- ❖ L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

#### C-2 / État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable

Ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- ❖ Conservation des sections planes.
- ❖ Par convention, le coefficient d'équivalence est :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- ❖ La résistance du béton à la traction est négligeable.
- ❖ Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

### Conclusion :

Après la présentation générale de l'ouvrage et la description des caractéristiques

Mécaniques du béton et de l'acier, on passe dans le chapitre suivant au pré- dimensionnement des éléments structuraux à savoir : plancher, poteaux, poutres et voiles.

# Chapitre II

## Pré dimensionnement des éléments

### Introduction

Le pré dimensionnement des éléments permet d'avoir de façon générale l'ordre de Grandeur des sections des éléments de la structure. (Plancher, poutres, poteaux, voiles. Ce pré dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

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

### II.1. Pré dimensionnement des planchers :

#### II.1.1 Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, Ils doivent être conçus de manière a:

- ✓ Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- ✓ Participer a la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- ✓ Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre ouvrage les planchers seront en corps creux.

##### a) plancher a corps creux :

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

$$h_t = \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

$h_t$  : Épaisseur du plancher

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

Dans notre cas nous avons

$$-L_{max} = 470 - 25 = 445 \quad h_t = \frac{445}{22.5} = 19.78 \text{ cm.}$$

Donc :  $h_t = 19.78 \text{ cm}$

### Épaisseur adoptée :

Plancher de 20 cm d'épaisseur (corps creux de 16cm et dalle de Compression de 4 cm).

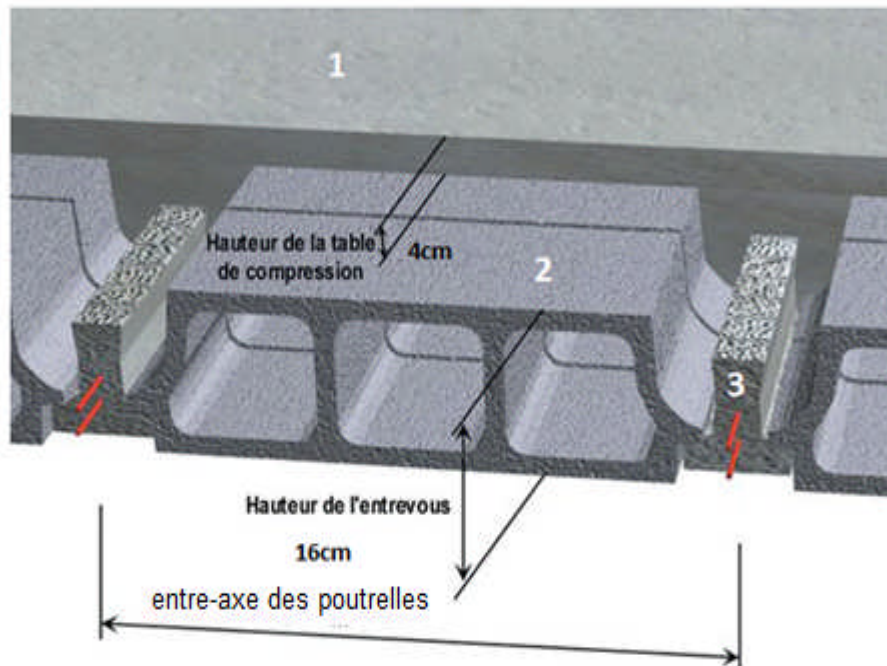


Figure N°1 : Coupe verticale du plancher en corp creux .

1:Dalle de compression

2:Corps creux

3:Poutrelle

### b) Plancher en dalles pleines :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les Conditions suivantes :

- La résistance au feu.
- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique



### 1) Condition de la résistance à la flexion :

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

$$e \geq L_0/10$$

Avec :

$L_0$  : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas :  $L_0=1.15\text{m}$

$$e_1 \geq 1.15/10=0.115\text{m}$$

**On adoptera une épaisseur**

$$e_1=15\text{cm}$$

### 2) Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm

$$\text{Soit} \quad e_2 = 11 \text{ cm}.$$

### 3) Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, L'isolation acoustique(L) est proportionnelle au logarithme de la Masse(M)

$$L=13.3 \log (10M) \text{ si } M \geq 200\text{Kg/m}^2$$

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

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de  $350\text{Kg/m}^2$ . D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = M/\rho = 350/2500=0.14\text{m} \quad e_3 = 14 \text{ cm.}$$

Tel que  $\rho$ : poids volumique du béton armé qui égale à  $2500\text{daN/m}^3$ .

$$\text{Donc : } e = \max (15, 11, 14) = 15\text{cm}$$

On adoptera une épaisseur de :  $e = 15 \text{ cm.}$

### II.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armée ; qui assurent transmission des charge et surcharge des plancher aux éléments verticaux (poteaux, voiles) elle assure aussi la fonction de chainage des éléments.

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir la hauteur totale  $h_t$  et la longueur  $b$  doivent répondre aux conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1) \quad (\text{Art : A-14 ; BAEL 91})$$

$$0.3h < b < 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec:

- L : portée de la poutre
- H : hauteur de la section
- b: largeur de la section

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003 suivant:

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

#### II.2. a. Poutre principale :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci. Leur dimensionnement se fera en considérant la portée maximale.

$$L_{\max} = 470 - 25 = 445\text{cm}$$

$$\frac{445}{15} \leq h_t \leq \frac{445}{10}$$

$$\rightarrow 29.66\text{cm} \leq h_t \leq 44.5\text{cm}$$

On prend:  $h_t = 40 \text{ cm}$

$$0.3(40) \leq b \leq 0.7(40) \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 28$$

On prend :  $b=30 \text{ cm}$

### II.2. b. Poutre secondaire :

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

$$L_{\max} = 325 - 25 = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10}$$

$$\rightarrow 20 \text{ cm} < h_t < 30 \text{ cm}$$

On prend: **ht = 30 cm.**

$$0.3(30) \leq b \leq 0.7(30) \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend: **b=25 cm.**

### II.2.c. Poutres Palière :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec:

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

ht : hauteur de la poutre

### 1. Poutres Palière1 :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$L = 325 \text{ cm.}$$

$$\frac{325}{15} \leq h_t \leq \frac{325}{10}$$

$$\rightarrow 21.67 \text{ cm} \leq h_t \leq 32.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \mathbf{h_t = 30 \text{ cm}}$$

Selon le RPA 99 (modifiée en 2003) **ht** doit être supérieur ou égale à 30 cm.

Soit : **ht = 30 cm.**

### Largeur:

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$0,4 \times (30) \leq b \leq 0,7 \times (30) \quad 12 \leq b \leq 21$$

Selon le RPA 99 (modifié en 2003) **b** doit être supérieur ou égale à 20cm.

Soit : **b=20 cm**

**Poutre Palière (30,20) cm**

### 2. Poutre Palière2 :

L = 310cm.

$$\frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10}$$

$$\rightarrow 20.67 \text{ cm} \leq h_t \leq 31 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 (modifiée en 2003) **h<sub>t</sub>** doit être supérieur ou égale à 30 cm.

Soit : **h<sub>t</sub>= 30cm**

### Largeur:

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$0,4 \times (30) \leq b \leq 0,7 \times (30) \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 (modifié en 2003) **b** doit être supérieur ou égale à 20cm.

Soit : **b=20 cm**

**Poutre Palière (30,20) cm**

### VERIFICATION :

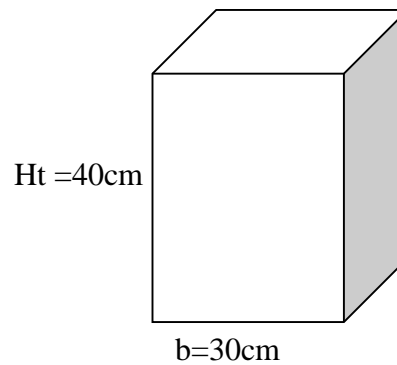
Condition de l'RPA	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40	30	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30	25	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.17	1	Vérifiée

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

**Conclusion :** On optera pour des poutres de dimensions suivantes :

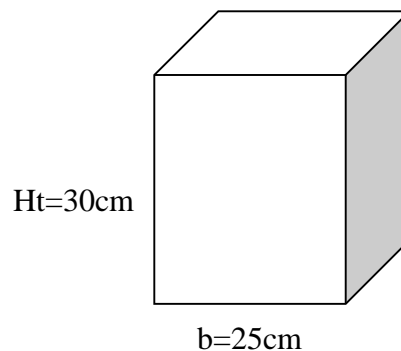
➤ **Poutre principale**

Ht=40cm b=30cm



➤ **Poutre secondaire**

Ht = 30 cm b = 25cm



**Figure II-2 : Poutre Principales et Secondaires**

### III. Détermination des charges et surcharges :

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

#### Charges permanentes :

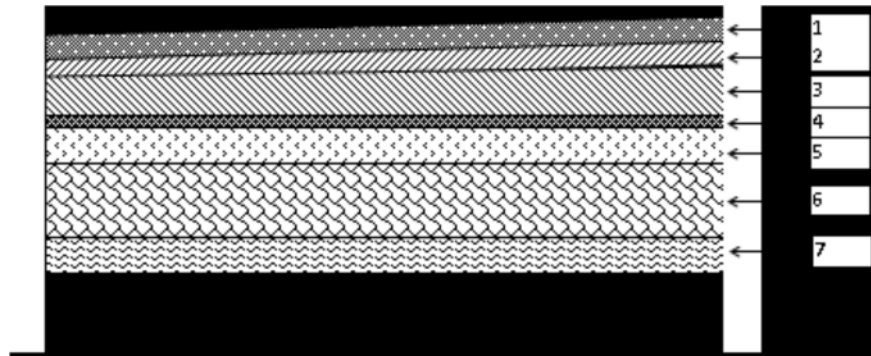
On a la charge  $G = \rho \cdot e$

$\rho$  : C'est le poids volumique

$e$  : L'épaisseur de l'élément

#### Plancher terrasse :

##### -1-Charges permanentes :



**Figure II.3 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN /m3)	Epaisseur (m)	Charge m2)	Gi
01	Couche de gravier	20	0.05	1	
02	Etanchéité	6	0.02	0.12	
03	Béton en forme de	22	0.06	1.32	
04	Feuille de polyane	1	0.01	0.01	
05	Isolation thermique	4	0.04	0.16	
06	Plancher en corps	14	0.2	2.8	
07	Enduit sous plafond	10	0.02	0.2	
<b>Total Gt =</b>				<b>5.61KN/m2</b>	

**Tableau II-4 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible .**

2) Plancher d'étage courant:

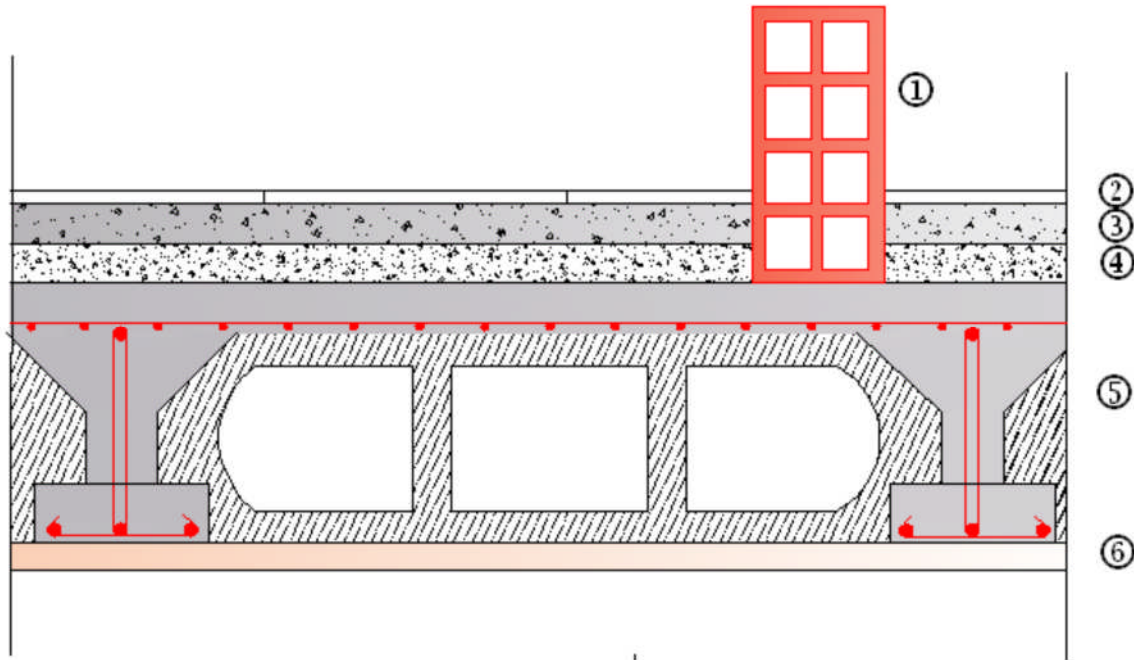


Figure II-5 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

N°	Éléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Charge $G_i$ (KN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
02	Mortier de pose	20	0.02	0.4
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	14	0.2	2.8
05	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
06	Cloison en briques creuses (y compris enduit en plâtre)	9+10	0.1+0.04	0.9+0.4=1.30
Total $G_t$ =				5.46KN/m <sup>2</sup>

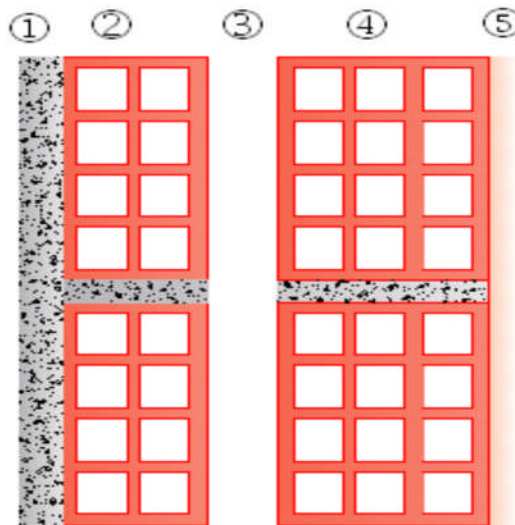
Tableau II-6: Caractéristiques des éléments du plancher d'étage courant

## Maçonnerie

- Mur extérieur

N°	Éléments	Poids volumique $\gamma$ (daN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Charge G (daN/m <sup>2</sup> )
01	Mortier de ciment	18	0.02	0.036
02	Brique creuse	9	0.1	0.90
03	lame d'air	/	0.05	/
04	Cloison en briques creuses (12 trous)	8.67	0.15	1.3
05	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
<b>Total G</b>				<b>2.76 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II-7: Charges revenant aux murs extérieurs**



**Figure II-8 : Coupe verticale d'un mur extérieur**



• **Mur intérieur :**

N°	Éléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Charge G (m <sup>2</sup> )
01	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
02	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit en pâte	10	0.02	0.2
<b>total G =</b>				<b>1.3 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-9 : Charges revenant aux murs intérieur.

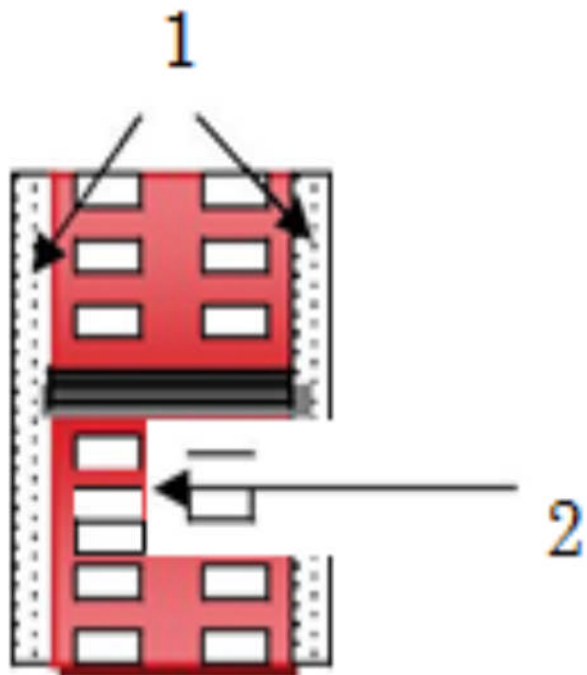


Figure II-10 : Coupe verticale d'un mur intérieur

### -2-Surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau Suivant :

Élément :	Surcharge (Q) [KN/m <sup>2</sup> ] :
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage habitation	1.50
Plancher 2 <sup>ème</sup> sous-sol	2.50
Console	3.50
Escalier	2.50
RDC	2.5

### IV. Les poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés à ELS ; en compression simple avec un effort normal de compression  $N_s = (Q+G)$

$N$  : effort normal

$G$  : charge permanente

$Q$  : Charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal ; on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité.

La section de poteau est obtenue par la formule suivante:  $B \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}}$  (Art 7.4.3.RPA 99 )

$B$  : La section du poteau

$N_s$  : effort normal

$b$  : Contrainte admissible du béton à la compression simple.

Avec  $0,3 \times f_{c28} = 0,3 \times 25 = 7,5$  MPA selon l'article (B.8.4.1) de CBA 93, tous en vérifiant les exigences du RPA. Pour un poteau Rectangulaire de la zone II a, on :

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

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$

$1/4 \leq (b_1/h_1) \leq 4$

#### A) Les charges et les surcharges revenant au poteau

##### Surface d'influence

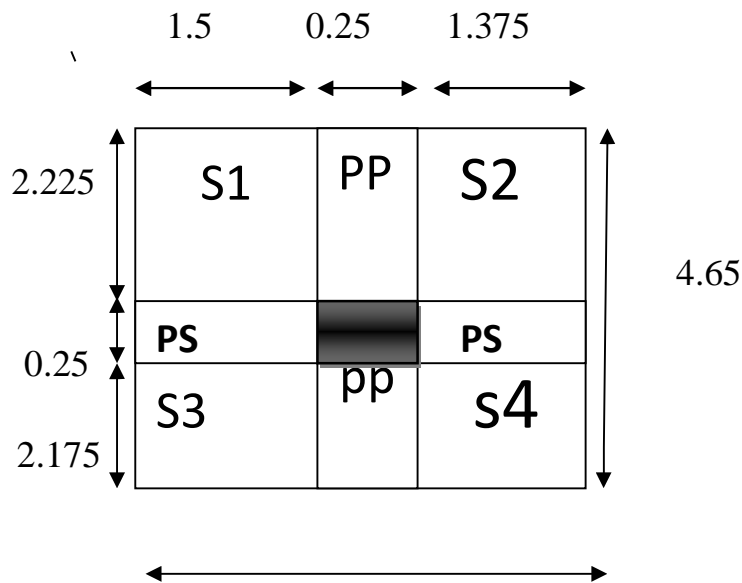


Figure II-11: Surface d'influence

### ▪ Section nette :

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

$$S_1 = (1.50 \times 2.225) = 3.34 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1.375 \times 2.225) = 3.06 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (1.50 \times 2.175) = 3.26 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (1.375 \times 2.175) = 2.99 \text{ m}^2$$

$$S_n = 12.65 \text{ m}^2$$

### ▪ section brute :

$$S_b = 3.125 \times 4.65 = 14.53 \text{ m}^2$$

### Poids propre des éléments :

$$\text{Plancher : } G_{pc} \times S = 5.46 \times 12.65 = 69.07 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher terrasse : } G_{pt} \times S = 5.61 \times 12.65 = 70.97 \text{ KN}$$

### ▪ Poutres :

Poutres principales :

$$\rho \times b \times h (2.225 + 2.175) = 25 \times 0.40 \times 0.30 \times (2.225 + 2.175) = 13.2 \text{ KN}$$

Poutres secondaire :

$$\rho \times b \times h \times (1.5 + 2.375) = 25 \times 0.30 \times 0.25 \times (1.5 + 2.375) = 7.265 \text{ kN}$$

$$\text{Poids poutres principales + poids poutres secondaires} = 13.2 + 7.265 = 20.465 \text{ KN}$$

### Poids des poteaux :

- Poteau du 2<sup>ème</sup> sous-sol, :

$$G_{pss} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 2.86 = 4.47 \text{ kN}$$

- Poteau du 1<sup>er</sup> Sous-sol :

$$G_{PSS} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 2.89 = 4.52 \text{ kN}$$

- Poteau du RDC :

$$G_{pRDC} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.74 = 5.84 \text{ KN}$$

- Poteau de l'étage courant :

$$G_p = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 2.86 = 4.47 \text{ KN}$$

### Surcharge d'exploitation :

RDC:  $Q_{RDC} = Q \times S = 4 \times 12.65 = 50.6 \text{ KN}$

Sous-sols 1 et 2:  $Q_{S-SOL} = Q \times S = 2.5 \times 12.65 = 31.625 \text{ KN}$

Étages courants:  $Q_{etg\ cor} = Q \times S = 1.5 \times 12.65 = 18.975 \text{ KN}$

Terrasse:  $Q_0 = Q_{ter} \times S = 1 \times 12.65 = 12.65 \text{ KN}$

### Dégression de surcharge d'exploitation :

#### Principe de calcul :

Avant de commencer le calcul de la descente de charge, il est nécessaire d'établir un principe de structure niveau par niveau, des plancher, des balcons, des poteaux, des poutres ....ect ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : type de plancher, Revêtement de sol (épaisseur, nature), cloisons, type et épaisseur de murs (brique, parpaing béton). Ce sont les charges permanente (en daN/m ou daN/m<sup>2</sup>) puis, on définit le type d'utilisation des pièces (logement, circulation, bureaux...) pour choisir les surcharge d'exploitation à appliquer au plancher (en daN/m ou daN/m<sup>2</sup>). Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autre Object. On peut y conclure des cloisons qui peuvent être enlevé ou déplacées.

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégressions de surcharge d'exploitation.

Cette dernière s'applique au bâtiment a grand nombre d'étage ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendante.

La loi de dégressions est :

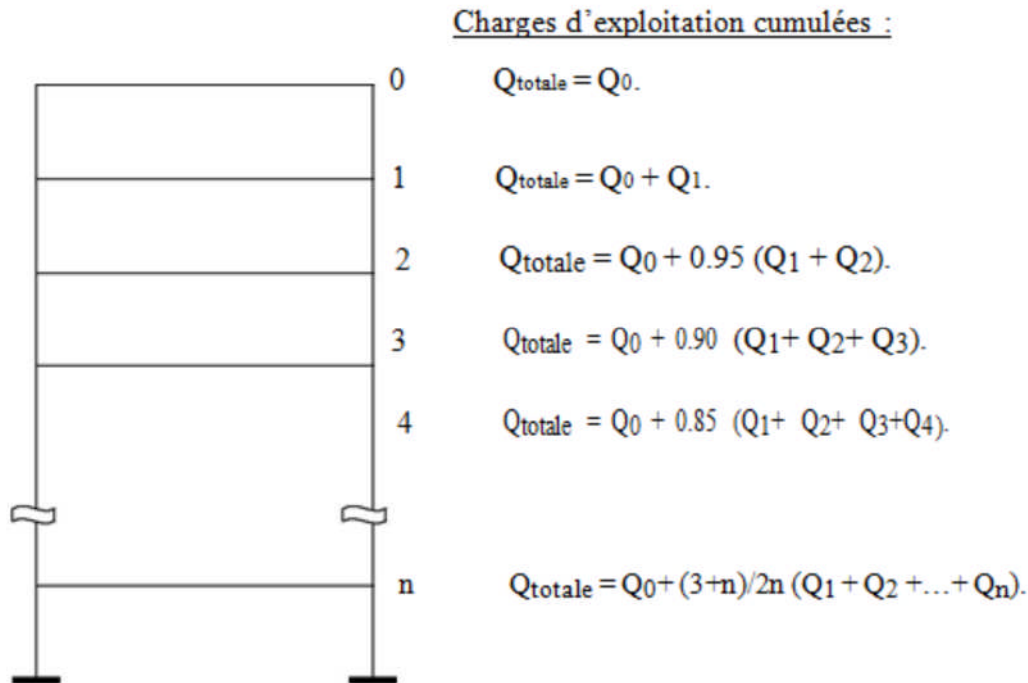
$$S_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

$Q_0$  : surcharge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_i$  : ( $i = 1$  à  $4$ ) : charge d'exploitation du plancher de l'étages  $i$  ( $i$  de  $1$  à  $4$ )

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

$S_n$  : surcharge d'exploitation a l'étage «  $n$  » en tenant compte de la dégression des Surcharges.



Coefficients de dégression des charges :

Niveau	6	5	4	3	2	1	RDC	1S-Sol	2S-Sol
Coefficient	1	1	0.9	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688

Tableau II-6 : Les valeurs du coefficient  $(3+n / 2n)$

*Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :*

**06ème**  $Q_0 = Q_0 = 12.65 \text{ KN}$

**05ème**  $Q_1 = Q_0 + Q_1 = 12.65 + 18.975 = 31.625 \text{ KN}$

**04ème**  $Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

$= 12.65 + 0.95 \times (18.975 \times 2) = 48.70 \text{ KN}$

**03ème**  $Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

$= 12.65 + 0.90 \times (18.975 \times 3) = 63.88 \text{ KN}$

**02ème**  $Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

$= 12.65 + 0.85 \times (18.975 \times 4) = 77.165 \text{ KN}$

**01ère**  $Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

$= 12.65 + 0.80 \times (18.975 \times 5) = 88.55 \text{ KN}$

**RDC**  $Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

$= 12.65 + 0.75 \times (18.975 \times 5 + 50.6) = 121.76 \text{ KN}$

**S.Soul**  $Q_7 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

$= 12.65 + 0.714 \times (18.975 \times 5 + 50.6 \times 2) = 152.65 \text{ KN}$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

**2- S.Soul Q7=**  $Q_0 + 0,688(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$   
 $= 12.65 + 0.688 (18.975 \times 5 + 50.6 \times 2 + 31.625) = 169.31 \text{ KN}$

NIV	Charges permanentes (KN)					Surcharge exploitation (KN)		Effort normal N=Q+G (KN)	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	
	Planche	Poutre	Pot	G <sub>Tot</sub>	G <sub>Cumulé</sub>	Q <sub>i</sub>	Q <sub>Cumul</sub>		N/0.3F <sub>c28</sub>	Section adoptée
06	70.97	20.47	4.4	95.91	95.91	12.65	12.65	108.56	144.75	30×35
05	69.07	20.47	4.4	94.01	189.92	18.975	31.62	221.545	295.39	30×35
04	69.07	20.47	4.4	94.01	283.93	18.975	48.70	334.53	446.04	30×35
03	69.07	20.47	4.4	94.01	377.94	18.975	63.88	447.515	596.69	35×40
02	69.07	20.47	4.4	94.01	471.95	18.975	77.16	560.5	747.33	35×40
01	69.07	20.47	4.4	94.01	565.96	18.975	88.55	673.485	897.98	35×40
RDC	69.07	20.47	5.8	95.38	661.34	50.6	121.76	819.465	1092.62	40×45
1-S-SOL	69.07	20.47	4.6	94.16	755.5	50.6	152.65	964.225	1285.63	40×45
2-S-SOL	69.07	20.47	4.4	94.01	849.51	31.625	169.3	1089.86	1453.28	40×45

### Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1) :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations

Sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (**RPA/A.7.4.1**)

### Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1):

Min (b , h ) ≥ 25 cm .....1

Min (b , h ) ≥ h/20 .....2

1/4 < b/ h.....3

### ➤ Étages 6.5.4

- $\text{Min}(b, h) = \min(30\text{cm}, 35\text{ cm}) = 30\text{ cm} > 25 \dots\dots\dots$  Condition vérifier
- $\text{Min}(b, h) = 30\text{ cm} > h_e/20 = 286/20 = 14.3 \dots\dots\dots$  Condition vérifier
- $1/4 < b_1/h_1 = 30/35 = 0.86 < 4 \dots\dots\dots$  Condition vérifier

### ➤ Étage 3.2.1 :

- $\text{Min}(b, h) = \min(40\text{cm}, 35\text{ cm}) = 35\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée
- $\text{Min}(b, h) = 35\text{cm} > h_e/20 = 286/20 = 14.3 \dots\dots\dots$  Condition vérifier
- $1/4 < b/h = 35/40 = 0.86 < 4 \dots\dots\dots$  Condition vérifier

### ➤ RDC :

- $\text{Min}(b, h) = \min(40\text{cm}, 45\text{cm}) = 40\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifier
- $\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} > h_e/20 = 374/20 = 18.7 \dots\dots\dots$  Condition vérifier
- $1/4 < b/h = 40/45 = 0.89 < 4 \dots\dots\dots$  Condition vérifier

### ➤ Sous sol 1 :

- $\text{Min}(b, h) = \min(40\text{cm}, 45\text{ cm}) = 40\text{ cm} > 25 \dots\dots\dots$  Condition vérifier
- ▪  $\text{Min}(b, h) = 40\text{ cm} > h_e/20 = 289/20 = 14.45 \dots\dots\dots$  Condition vérifier
- $1/4 < b_1/h_1 = 40/45 = 0.89 < 4 \dots\dots\dots$  Condition vérifier

### ➤ Sous sol 2 :

- $\text{Min}(b, h) = \min(40\text{cm}, 45\text{ cm}) = 40\text{ cm} > 25 \dots\dots\dots$  Condition vérifier
- $\text{Min}(b, h) = 40\text{ cm} > h_e/20 = 286/20 = 14.3 \dots\dots\dots$  Condition vérifié
- $1/4 < b_1/h_1 = 40/45 = 1\ 0.88 < 4 \dots\dots\dots$  Condition vérifié

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

### b) Vérification au flambement (BAEL 99. Art 8.4.1):

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristique géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :



$$\lambda = L_f / i \leq 50$$

$\lambda$ : elancement du poteau.

$L_f$ : longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0,7 \times L_0$ ).

$L_0 = h_e$ : longueur libre du poteau.

$i$ : rayon de giration ( $i = \sqrt{I/B}$ )

$I$ : moment d'inertie du poteau :  $I = b \times h^3 / 12$

$B$ : section transversal du poteau ( $B = b \times h$ ) =  $b^2$

$$\lambda = L_f / i = (0,7 \times L_0 \times \sqrt{12}) / b$$

$$= 2,42 \times L_0 / b$$

Condition	Niveau	Poteau	$L_0(m)$	$\Lambda$	Vérification
$\lambda=2.425$ $L_0/b$	2ème sous-sol	40×45	2.86	17.34	Condition vérifiée
$\lambda=2.425$ $L_0/b$	1er sous-sol	40×45	2.89	17.52	Condition vérifiée
$\lambda=2.425$ $L_0/b$	RDC	40×45	3.74	22.67	Condition vérifiée
$\lambda=2.425$ $L_0/b$	1 <sup>er</sup> et 2 et 3 Etage	35×40	2.86	19.82	Condition vérifiée
$\lambda=2.425$ $L_0/b$	4 <sup>et</sup> 5 et 6 étage	30×35	2.86	23.12	Condition vérifiée

**Tableau II-12 : Vérification au flambement**

La résistance de tous les poteaux est vérifiée Vis-à-vis du flambement

### **II.3. Pré dimensionnement des voiles: (l'Article 7.7.1. du RPA99 version 2003)**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont

Pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des Efforts horizontaux.

Le pré dimensionnement des voiles se fera en satisfaisant la condition suivante :

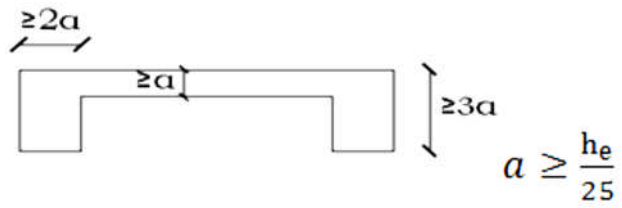
$$L \geq 4 e_p$$

Avec :  $e_p$  : épaisseur des voiles.

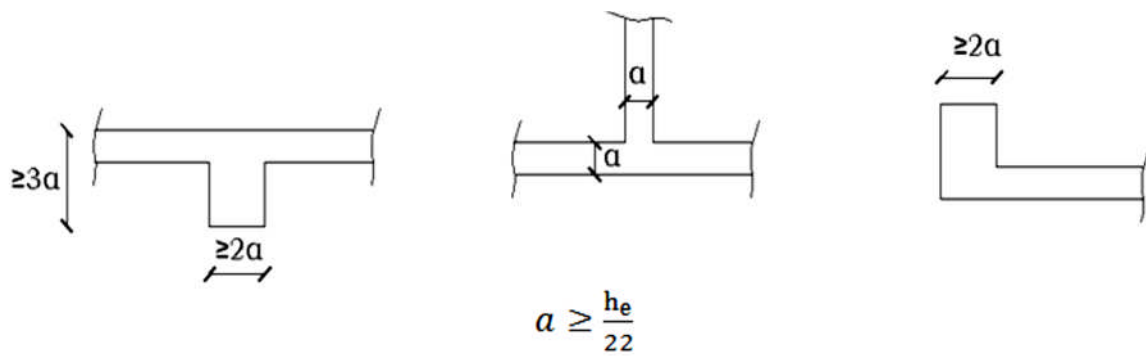
$L$  : longueur min des voiles.

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

1er cas :



2ème cas :



3ème cas :

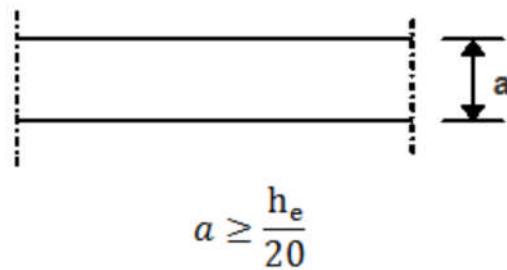


Figure II-13 : b- Coupe de voile en plan

Coupe du voile en élévation :

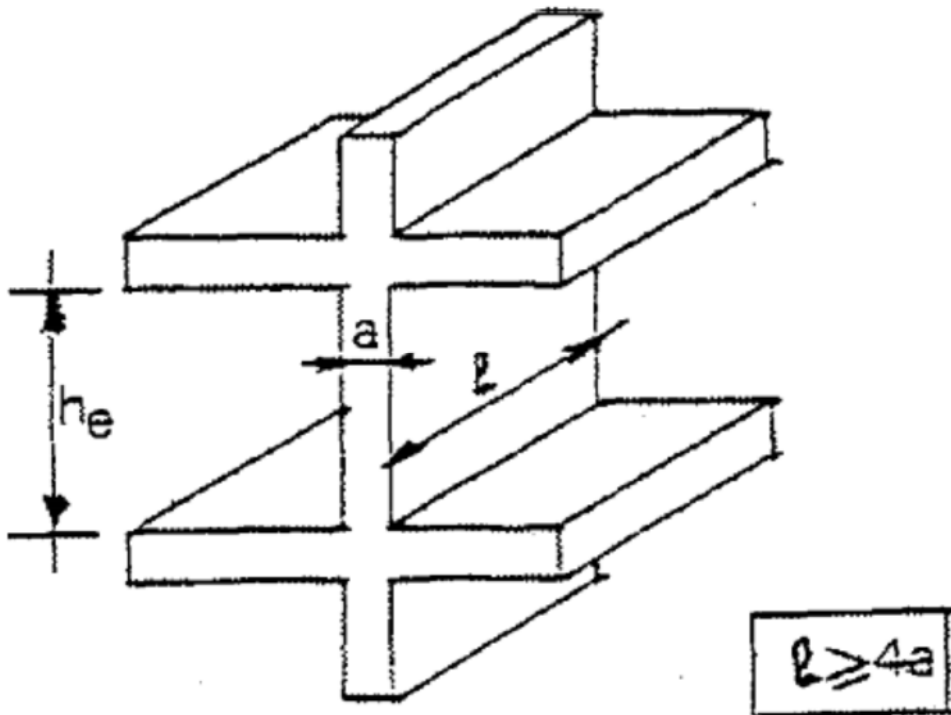


Figure II-14 : a- Coupe de voile en élévation

Nous opterons pour le 3<sup>ème</sup> cas puisqu'il est le plus défavorable Dans notre cas :

**Au niveau d rez-de-chaussée :**

$h_e = 374 \text{ cm}$

$a \geq h_e / 20 = 374 / 20 = 18.7 \rightarrow$  Nous optons pour une épaisseur  $a = 20 \text{ cm}$

$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow a = 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$

$L \geq 4 \times a \rightarrow L \geq 80 \text{ cm}$

Donc on opte pour des voiles d'une épaisseur : **=20 cm**

### Conclusion :

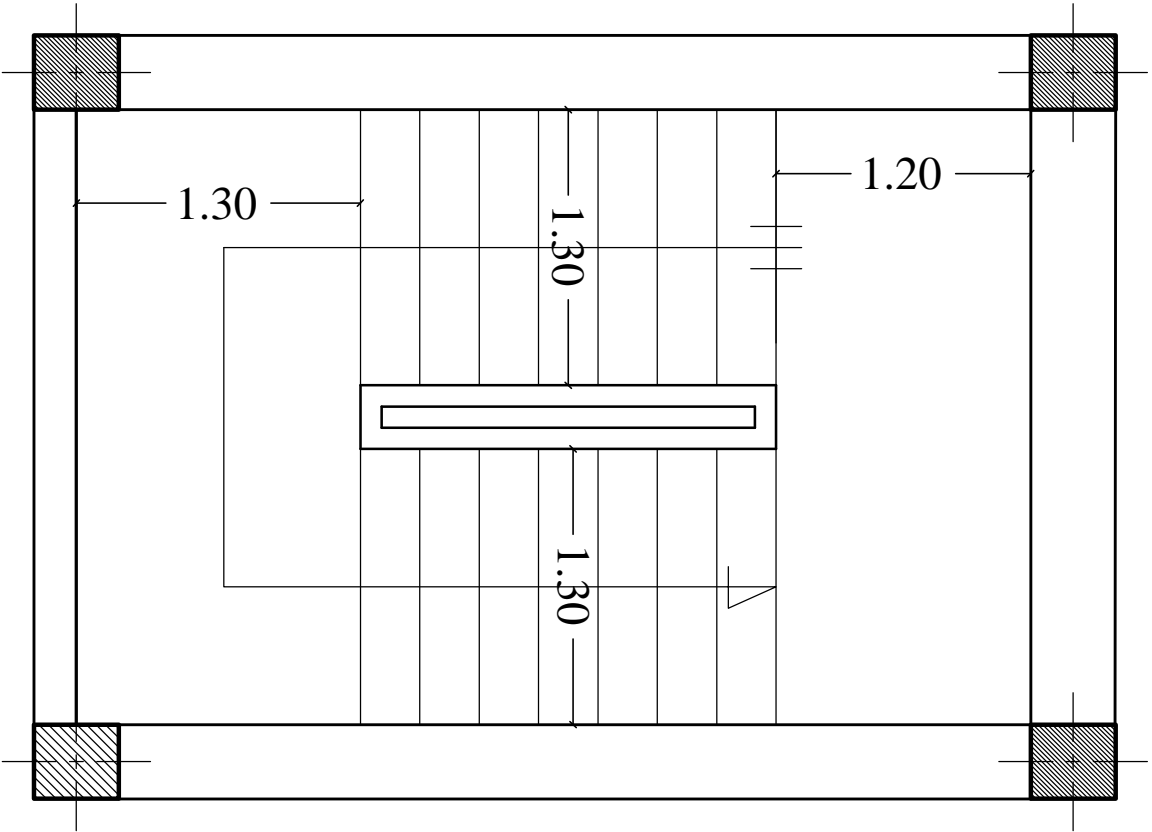
- Pré dimensionnement des planchers (corps creux) : **ht = 20 cm.**
- Pré dimensionnement des planchers (dalle pleine) : **ht = 15 cm.**
- Pré dimensionnement des voiles : **ht = 20 cm.**
- Pré dimensionnement des poutres :
  - *Poutres principales:* **(30 × 40).**
  - *Poutres secondaires:* **(25 × 30).**
- Pré dimensionnement des poteaux :
  - *4eme, 5em, 6em, Etage Poteaux* **(40 × 45).**
  - *1e, 2em, 3eme et Etage Poteaux* **(35 × 40).**
  - *2eme S, sol, 1er S, sol et RDC Poteaux* **(30 × 35).**

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

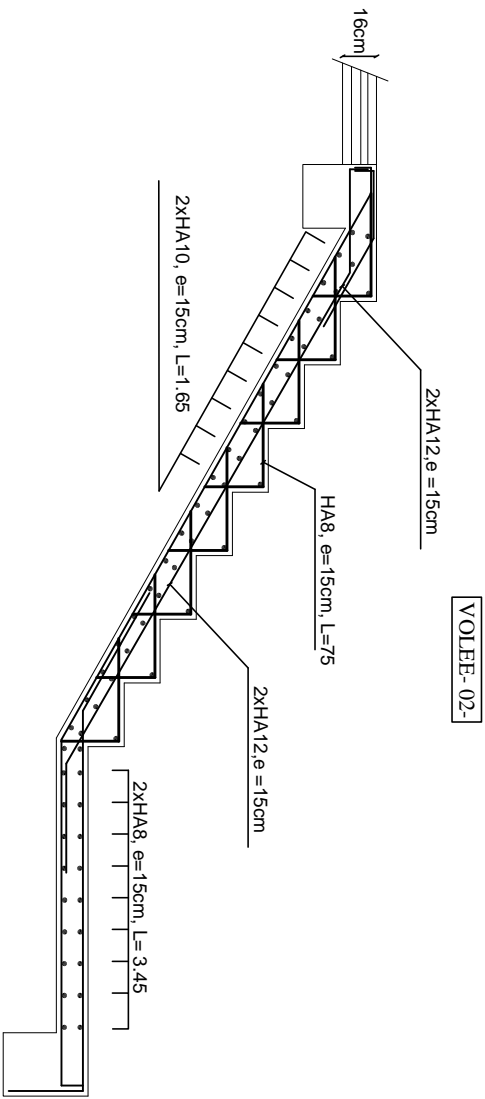
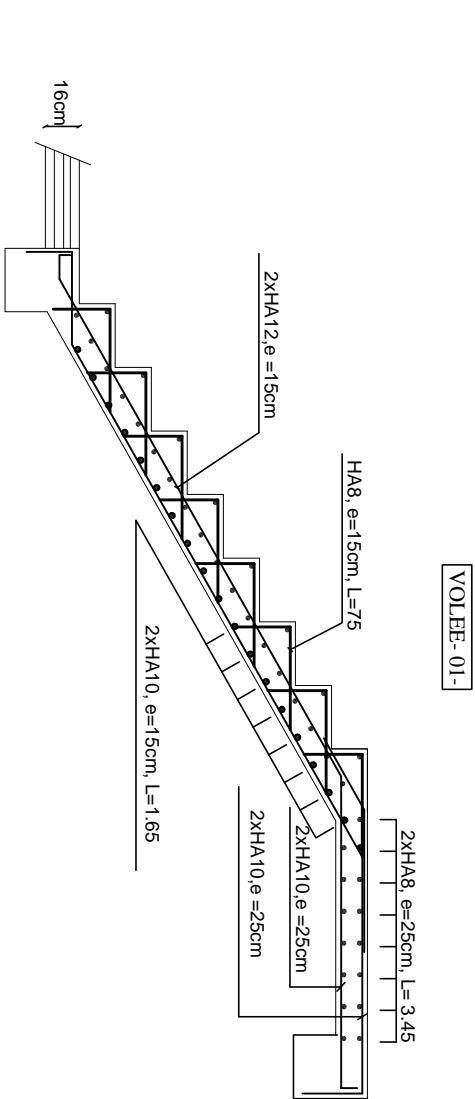
# Chapitre III

## Calcul des éléments

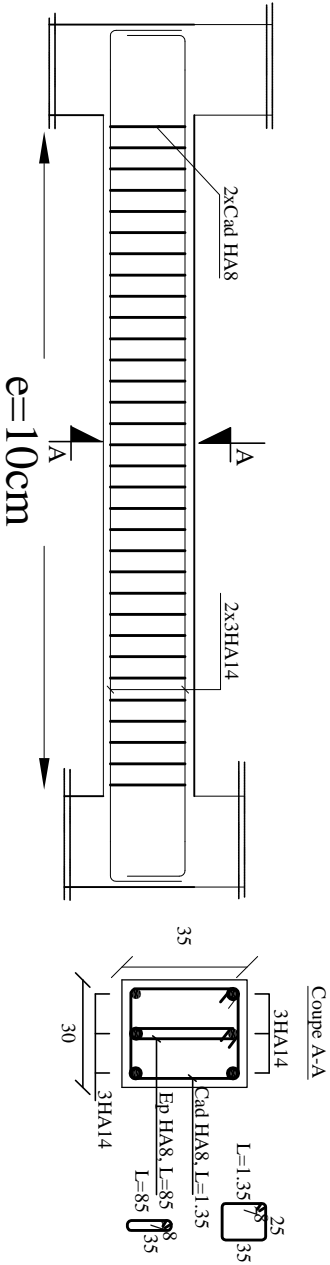
vue sur plan



Ferrailage de l'escalier



Ferrailage de la poutre palière



### 1- Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire qui ne fait pas partie du système de contreventement ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrillage des éléments (plancher, acrotère, salle machine, escalier) et le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**) et le **RPA99V2003**.

### A-Calcul des planchers :

Les planchers sont des aires généralement planes, destinés à limiter les étages, leurs fonctions principales peuvent être résumées en :

- Une fonction de résistance mécanique : ils doivent supporter les charges permanente set les surcharges d'exploitations.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée conjointement avec un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Il existe plusieurs types de planchers en béton armé :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

Notre structure comporte des dalles à corps creux et des dalles pleines.

#### 1) Plancher à corps creux :

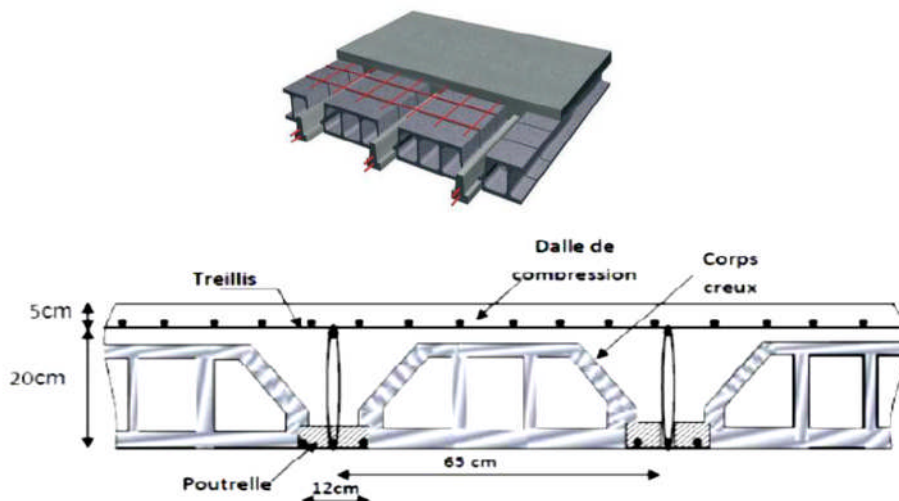


Figure N°1: Coupe verticale d'un plancher à corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitués:

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

#### 2) Étude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur. Armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520**) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (**BAEL 91/B.6.8,423**).

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

##### a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :

- $A_{\perp}$ : cm<sup>2</sup> par mètre linéaire.
- L : Entre axes des poutrelles en (cm).
- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

AN :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On prend :  $A_t = 5T \ 5 = 0,98 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 20cm.

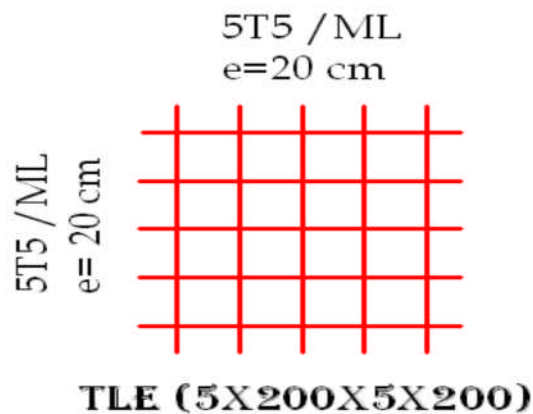


**b) Armatures parallèles aux poutrelles (A //):**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49\text{cm}^2$$

On prendra  $A_{//} = 5T5 = 0,98\text{cm}^2$

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



**Figure N°2 : Treillis soudé.**

**Conclusion :**

On adoptera un treillis soudé  $\Phi 5$ , de nuance FeE520, dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**TLE 520 (5X200X5X200)**).

**II. Calcul des poutrelles :**

**A) Calcul avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm<sup>2</sup> reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

➤ **Poids propre de la poutrelle :**

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

➤ **Poids du corps creux :**

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

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

➤ **Surcharge de l'ouvrier :**  $Q=1\text{KN/ml}$ .

❖ **Ferraillage à l'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

• **Combinaison de charge :**

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

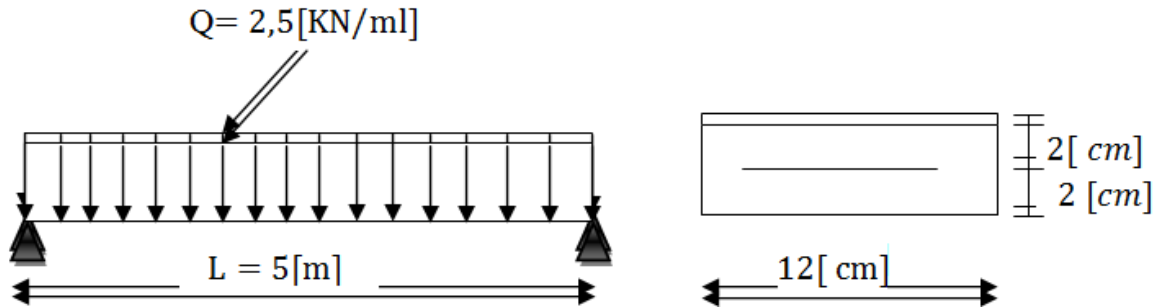


Figure N° 3 : Schéma statique de la poutrelle.

✓ **Moment max:**

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{5^2}{8} = 7,8125 \text{ KN. m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ (cm)}$$

$$\text{Avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{7,8125 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 11,46 \gg 0,392 \Rightarrow SDA$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à

fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage.

➤ **Détermination de la longueur d'étaielement :**

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

$$M_L = \mu_L \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 = 0,267 \text{ KN.m}$$

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

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8Ml}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{2,5}} = 0,92 \text{ m} = 92,47 \text{ cm.}$$

Et on a :  $80 \leq L \leq 120 \text{ (cm)}$  donc on prend  $L = 90 \text{ (cm)}$ .

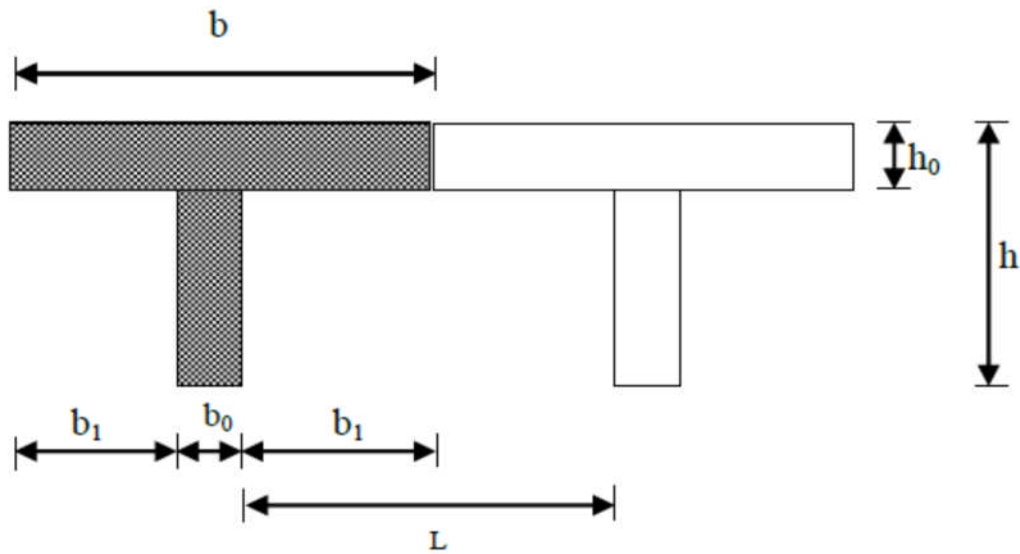
**B) Calcul après coulage de la dalle de compression :**

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

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

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

$$b_1 \leq \text{Min} \left( \frac{L_1}{10} ; \frac{L - b_0}{2} ; 8h_0 \right).$$



**Figure N°4: Détermination des paramètres de la poutrelle.**

Avec :

$L$  : distance entre faces voisines de deux poutrelles ( $L=65\text{cm}$ ).

$b_0$  : largeur de la poutrelle ( $b_0 = 12 \text{ cm}$ ).

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4\text{cm}$ ).

$L_1$  : Longueur entre nus de la plus grande travée ( $L_1 = 500\text{cm}$ ).

$b_1$  : La largeur de l'hourdis tel que :

$$b_1 = \text{Min} \left( \frac{500}{10} ; \frac{65-12}{2} ; 8 \times 5 \right).$$

$$b_1 = \text{Min} (50 ; 26,5 ; 40) = 26,5\text{cm}.$$

$b$  : Largeur de la table de compression

$$\text{avec : } b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65\text{cm}.$$

**Choix de la méthode de calcul:**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type du plancher ; à l'aide des méthodes suivantes (BAEL 99):

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

**a) Méthode forfaitaire :**

**1) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (Art B.6.2 ,210/BAEL99).**

**H<sub>1</sub>** : La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/ml.

$$Q = 1,5 \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/ml}\}.$$

$$Q = 1,5 \leq \max\{5,37 ; 5\} = 5,37 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**H<sub>2</sub>** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  $\Rightarrow$  condition vérifiée.

**H<sub>3</sub>** : Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{305}{300} = 1,01 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{300}{325} = 0,92 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{325}{300} = 1,08 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{300}{310} = 0,96 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{310}{305} = 1,01 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**H<sub>4</sub>** : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs .

**2) Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M<sub>0</sub> » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

### 3) Exposé de la méthode :

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

- **$M_0$**  : Valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}; \text{ dont « } \ell \text{ » portée de la travée.}$$

- **$M_w$  et  $M_e$**  : moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée respectivement.
- **$M_t$**  : moment Max EN travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$\therefore M_t \geq \max (1,05 \times M_0 ; (1 + 0,3\alpha) \times M_0) - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\therefore M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_0 \quad \text{dans une travée intermédiaire.}$$

$$\therefore M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0 \quad \text{dans une travée de rive.}$$

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

**0,6  $M_0$**  → pour une poutre de deux travées.

**0,5  $M_0$**  → pour les appuis voisin des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

**0,4  $M_0$**  → pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.

**0,3  $M_0$**  → pour les appuis de rive.

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

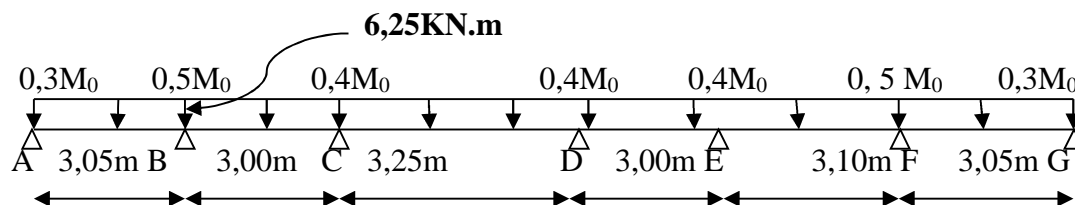


Figure N°5 : Schéma statique d'une poutrelle.

**4) Application :**

**À L'ELU :**

➤ **Combinaison de charge :**

$$G = 5,46 \times 0,65 = 3,549 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$$

$$ELU: q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,25 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul du rapport des charges  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 3,549} = 0,297$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,08 \quad ; \quad \text{Max} (1,05 ; 1,08) = 1,08$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,544$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,644$$

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{q \ell^2}{8}$$

$$\therefore L = 3,05 \text{ m: } M_{0(A-B)} = \frac{6,25 \times (3,05)^2}{8} = 7,26 \text{ KN. m.}$$

$$M_{01} = M_{0(A-B)} = 7,26 \text{ KN.m.}$$

$$\therefore L = 3,00 \text{ m: } M_{0(B-C)} = \frac{6,25 \times (3,00)^2}{8} = 7,03 \text{ KN. m.}$$

$$M_{02} = \max (M_{A-B} ; M_{B-C}) = 7,26 \text{ KN.m}$$

$$\therefore L = 3,25 \text{ m: } M_{0(C-D)} = \frac{6,25 \times (3,25)^2}{8} = 8,25 \text{ KN. m}$$

$$M_{03} = \max (M_{B-C} ; M_{C-D}) = 8,25 \text{ KN.m}$$

$$\therefore L = 3,00m : M_{0(D-E)} = \frac{6,25 \times (3,00)^2}{8} = 7,03 KN.m$$

$$M_{04} = \max (M_{C-D} ; M_{D-E}) = 8,25 KN.m$$

$$\therefore L = 3,10m : M_{0(E-F)} = \frac{6,25 \times (3,10)^2}{8} = 7,50 KN.m$$

$$M_{05} = \max (M_{D-E} ; M_{E-F}) = 7,50 KN.m$$

$$\therefore L = 3,05m : M_{0(F-G)} = \frac{6,25 \times (3,05)^2}{8} = 7,26 KN.m$$

$$M_{06} = \max (M_{E-F} ; M_{F-G}) = 7,50 KN.m$$

➤ **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_{aA} = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 7,26 = 2,18 KN.m$$

$$M_{aB} = 0,5 \times M_{02} = 0,5 \times 7,26 = 3,63 KN.m$$

$$M_{aC} = 0,4 \times M_{03} = 0,4 \times 8,25 = 3,3 KN.m$$

$$M_{aD} = 0,4 \times M_{04} = 0,4 \times 8,25 = 3,3 KN.m$$

$$M_{aE} = 0,5 \times M_{05} = 0,5 \times 7,50 = 3,75 KN.m$$

$$M_{aF} = 0,3 \times M_{06} = 0,3 \times 7,50 = 2,25 KN.m$$

➤ **Moments en travée :**

**Travée (A-B) : travée de rive**

$$(A-B) \geq (1,08 \times 7,26) - \left( \frac{2,18 + 3,63}{2} \right) = 4,94 KN.m$$

$$\text{Et } (A-B) \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0(A-B)} = 0,644 \times 7,26 = 4,67 KN.m.$$

$$M_{t(A-B)} = 4,94 KN.m$$

**Travée (B-C) : travée intermédiaire**

$$(B-C) \geq (1,08 \times 7,26) - \left( \frac{3,63 + 3,3}{2} \right) = 4,38 KN.m$$

$$\text{Et } M_{(B-C)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0(B-C)} = 0,544 \times 7,26 = 3,95 KN.m$$

$$(B-C) = 4,38 KN.m$$



**Travée (C-D) : travée intermédiaire**

$$M_{(C-D)} \geq (1,08 \times 8,25) - \left( \frac{3,3+3,3}{2} \right) = 5,61 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t(C-D)} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{0(C-D)} = 0,544 \times 8,25 = 4,49 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t(C-D)} = 5,61 \text{ KN.m.}$$

**Travée (D-E) : travée intermédiaire**

$$M_{t(D-E)} \geq (1,08 \times 8,25) - \left( \frac{3,3+3,75}{2} \right) = 4,58 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t(D-E)} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{0(D-E)} = 0,544 \times 8,25 = 4,49 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t(D-E)} = 4,58 \text{ KN.m.}$$

**Travée (E-F) : travée intermédiaire**

$$M_{t(E-F)} \geq (1,08 \times 7,50) - \left( \frac{3,75+2,25}{2} \right) = 5,1 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t(E-F)} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{0(E-F)} = 0,544 \times 7,50 = 4,08 \text{ KN.m.}$$

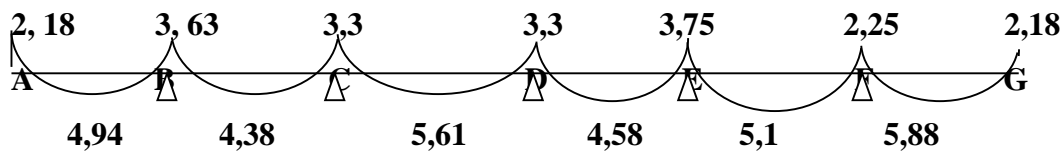
$$M_{t(E-F)} = 5,1 \text{ KN.m.}$$

**Travée (F-G) : travée de rive**

$$M_{t(F-G)} \geq (1,08 \times 7,50) - \left( \frac{2,25+2,18}{2} \right) = 5,88 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t(F-G)} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{0(F-G)} = 0,644 \times 7,50 = 4,83 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t(F-G)} = 5,88 \text{ KN.m.}$$



**Figure N°6 : Diagramme des moments à l'ELU**

**Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u \ell}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

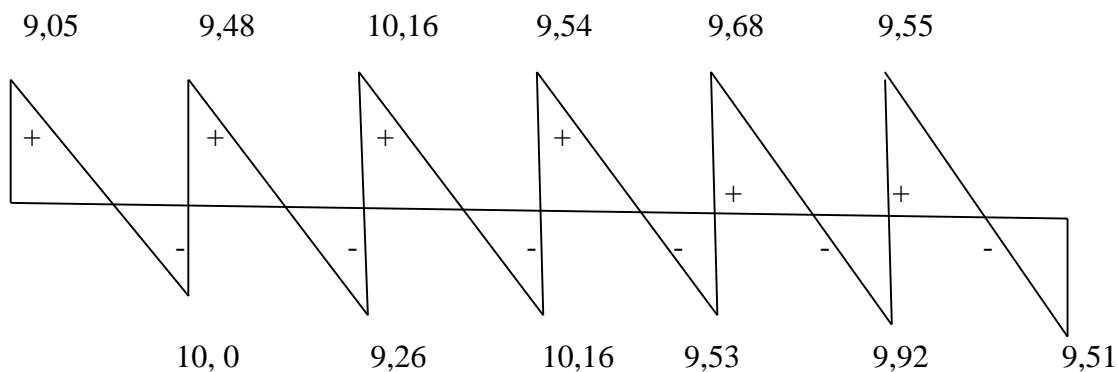
Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
$M_w$	2,18	3,63	3,3	3,3	3,75	2,25
$M_e$	3,63	3,3	3,3	3,75	2,25	2,18
$T_w$	9,05	9,48	10,16	9,54	9,68	9,55
$T_e$	-10,00	-9,26	-10,16	-9,53	-9,92	-9,51



**Diagramme des efforts tranchants à l'ELU**

**5) Ferrailage de la poutrelle :**

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

$$M_{t \max} = 5,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = 3,75 \text{ KN.m}$$

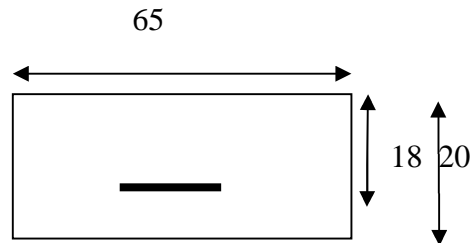
❖ En travée :

Le moment max en travée est :  $M_{t \max} = 5,88 \text{ KN.m}$

✓ **Position de l'axe neutre :**

Si :  $M_{\text{tab}} < M_{t \max} \Rightarrow$  l'A.N est dans la table de compression.

Si :  $M_{\text{tab}} > M_{t \max} \Rightarrow$  l'A. N est dans la nervure.



**Figure N°7: dimension de section en Té.**

$M_{\text{tab}}$  : le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{\text{tab}} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left( \frac{d - h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{tab}} = 14,2 \times 100 \times 65 \times \frac{18-4}{2} = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_{\max} < M_{\text{tab}}$  l'axe neutre est dans la table de compression.

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

Pour le calcul des armatures, on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci dessous:

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma \times b} \quad \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa.}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

<b>Appuis et travées</b>	<b>M<sub>u</sub> (KN.m)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>D (cm)</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b>Z (m)</b>	<b>As(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A adopté(cm<sup>2</sup>)</b>
A	2,18	12	18	0,033	0,041	0,177	0,354	0,2608	1T12=1,13
A-B	4,99	65	18	0,274	0,409	0,150	0,956	1,1412	3T10=2,36
B	3,51	12	18	0,053	0,054	0,176	0,573	0,2608	1T12=1,13
BC	4,52	65	18	0,248	0,362	0,153	0,849	1,1412	3T10=2,36
C	3,3	12	18	0,050	0,064	0,175	0,542	0,2608	1T12=1,13
CD	5,85	65	18	0,322	0,504	0,143	1,176	1,1412	3T10=2,36
D	2,81	12	18	0,033	0,041	0,177	0,456	0,2608	1T12=1,13
DE	4,52	65	18	0,248	0,362	0,153	0,849	1,1412	3T10=2,36
E	3,75	12	18	0,057	0,073	0,174	0,619	0,2608	1T12=1,13
EF	5,14	65	18	0,282	0,424	0,149	0,991	1,1412	3T10=2,36
F	2,17	12	18	0,033	0,041	0,177	0,352	0,2608	1T12=1,13

**Tableau N°8 : ferrailage en travées et aux appuis.**

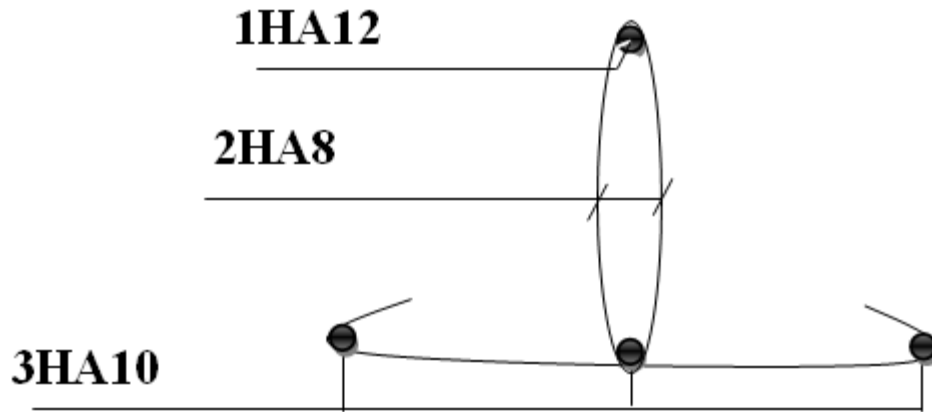


Figure N° 9 : Ferrailage de la poutrelle.

#### 6) Vérification à l'ELU

##### ➤ Condition de non fragilité (BAEL91 : Art A.4.2, 1) :

###### ❖ En travée

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times \times 2,1}{400} = 1,4127 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,36 [\text{cm}^2] > 1,4127 [\text{cm}^2]$$

⇒ condition vérifiée

###### ❖ Sur appui :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,2608 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}(\text{Appuis}) = 1\text{HA}12 = 1,13 [\text{cm}^2] > 0,26 \text{ cm}^2$$

⇒ condition vérifiée

##### ➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91/99 : Art A.5.1, 211) :

Fissuration préjudiciable :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{10,16 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,47 \text{ Mpa} \quad \text{avec:} \quad T_{u \max} = 10,16 \text{ KN}$$

$T_{umax}$ : effort tranchant max.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ Mpa} \\ 5 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,47 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (BAEL91 : Art A.6.1, 3) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma \mu}$$

$\Sigma \mu$ : périmètre utile des aciers

$$\Sigma \mu: n \times \emptyset \times \pi = 1 \times 10 \times 3,14 = 94,2$$

$$\tau_{se} = \frac{7,92 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,518 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,518 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **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.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau}$$

➤ **Calcul de  $\tau_{su}$  :**

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

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad \text{on prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à **0,4.L<sub>s</sub>** pour les aciers H.A ; **Donc :  $L_c = 18 \text{ cm}$**

Nous avons une fissuration préjudiciable

$$\rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min}(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

#### 7) Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales : (Art A.7.2 / BAEL91)**

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

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

On opte pour 1 étrier en  $\Phi_6$  ; Donc :  $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

**Espacement max des armatures transversales (BAEL 91 : Art A.5, 122) :**

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

$$\Rightarrow \min \{ 0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$\Rightarrow \min \{ 16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

$$\Rightarrow S_t = 16,2 \text{ cm} \quad \text{On opte pour un espacement : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

**Appuis de rive : (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)**

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

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{T_{u \text{ max}}}{f_{su}} = \frac{10,16 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,29 \text{ cm}^2 ; \quad A_{st \text{ adopté}} = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$$

$\Rightarrow$  Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Appuis intermédiaire: (Art A.5.1, 321 / BAEL91).**

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

$$M_{u \text{ max}} > 0,9 \times d \times T_{u \text{ max}}$$

$$0,9 \times d \times T_{u \text{ max}} = 1,2 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_{u \text{ max}} = 3,75 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M > 0,9 \times d \times T_{u \text{ max}}$$

$\Rightarrow$  Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.

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

On doit vérifier  $\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 10,16 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{su}}{\gamma \times b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 T_u}{b \times 0,9 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire :**

**(Art A.5.1, 322) :**

On doit vérifier  $\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1,3 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

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

$$R_u = T_{ug} + T_{ud} = 10,16 + 10,16 = 20,32 \text{ KN.}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{20,32 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,05 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**· Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction**

**table nervure: (Art. A.5.3,2 /BAEL91)**

On doit vérifier que

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

$$\tau_u = \frac{7,92 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 120 \times 40} = 0,74 \text{ MPa}$$



$$\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  *condition vérifiée*

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

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{t \text{ adoptee}} > \frac{0,4 \times b \times \sigma_{st}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 15 \times 12}{235} = 0,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ adoptee}} > A_{\min}$$

$\Rightarrow$  *condition vérifiée*

#### **5. Vérification à l'ELS :**

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

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

#### **Combinaison de charge a l'ELS:**

$$G = 5,46 \times 0,65 = 3,549 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

$$**ELS:** q_s = G + Q = 4,524 \text{ KN/ml.}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à

l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,52}{6,25} = 0,724$$

### Calcul de la poutrelle

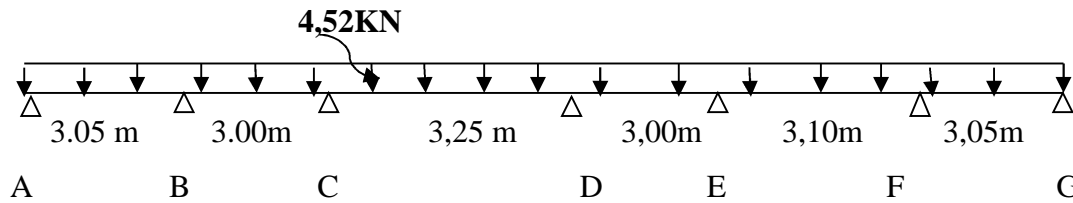


Figure N°10 :Schéma statique de la poutre continue reposant sur sept appuis à l'ELS.

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

Pour notre bâtiment la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

#### Calcul des moments isostatiques

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$$

$$\therefore L = 3,05m: M_{0(A-B)} = \frac{4,52 \times (3,05)^2}{8} = 5,25 \text{ KN. m}$$

$$M_{0(A-B)} = M_{0(F-G)} = 5,25 \text{ KN. m} \quad \text{Car les longueurs des travées sont égales}$$

$$\therefore L = 3,00m: M_{0(B-C)} = M_{0(D-E)} = \frac{4,52 \times (3,00)^2}{8} = 5,08 \text{ KN. m}$$

$$\therefore L = 3,25m: M_{0(C-D)} = \frac{4,52 \times (3,25)^2}{8} = 5,96 \text{ KN. m}$$

$$\therefore L = 3,10m: M_{0(E-F)} = \frac{4,52 \times (3,10)^2}{8} = 5,42 \text{ KN. m}$$

#### Calcul des moments fléchissant sur appuis :

$$Ma_A = 0,3 \times M_{0(A-B)} = 0,3 \times 5,25 = 1,57 \text{ KN. m}$$

$$Ma_B = 0,5 \times M_{0(B-C)} = 0,5 \times 5,08 = 2,54 \text{ KN. m}$$

$$Ma_C = 0,4 \times M_{0(C-D)} = 0,4 \times 5,96 = 4,92 \text{ KN. m}$$

$$Ma_D = 0,4 \times M_{0(D-E)} = 0,4 \times 5,08 = 2,03 \text{ KN. m}$$

$$Ma_E = 0,5 \times M_{0(E-F)} = 0,5 \times 5,42 = 2,71 \text{ KN. m}$$

$$Ma_F = 0,3 \times M_{0(F-G)} = 0,3 \times 5,25 = 1,57 \text{ KN. m}$$

#### Moments en travée :

**Travée (A-B) :** travée de rive

$$(A-B) = (1,08 \times 5,25) - \left( \frac{1,57 + 2,54}{2} \right) = 3,61 \text{ KN.}$$

$$(A-B) = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0(A-B)} = 0,644 \times 5,25 = 3,38 \text{ KN. m}$$

$$(A-B) = 3,61 \text{ KN. m}$$

**Travée (B-C) :** travée intermédiaire

$$(B-C) = (1,08 \times 5,08) - \left( \frac{2,54 + 4,92}{2} \right) = 1,75 \text{ KN. m}$$

$$M_{t(B-C)} = \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0(B-C)} = 0,544 \times 5,08 = 2,76 \text{ KN. m}$$

$$(B-C) = 2,76 \text{ KN. m}$$

**Travée (C-D) :** travée intermédiaire

$$(C-D) = (1,08 \times 5,96) - \left( \frac{4,92 + 2,03}{2} \right) = 2,96 \text{ KN. m}$$

$$M_{t(C-D)} = \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0(C-D)} = 0,544 \times 5,96 = 3,24 \text{ KN. m}$$

$$(C-D) = 3,24 \text{ KN. m}$$

**Travée (D-E) :** travée intermédiaire

$$(D-E) = (1,08 \times 5,08) - \left( \frac{2,03 + 2,71}{2} \right) = 3,11 \text{ KN. m}$$

$$M_{t(D-E)} = \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0(D-E)} = 0,544 \times 5,08 = 2,76 \text{ KN. m}$$

$$M_{t(D-E)} = 2,76 \text{ KN. m}$$

**Travée (E-F) :** travée intermédiaire

$$(E-F) = (1,08 \times 5,42) - \left( \frac{2,71 + 1,57}{2} \right) = 3,71 \text{ KN. m}$$

$$M_{t(E-F)} = \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0(E-F)} = 0,544 \times 5,42 = 2,95 \text{ KN. m}$$

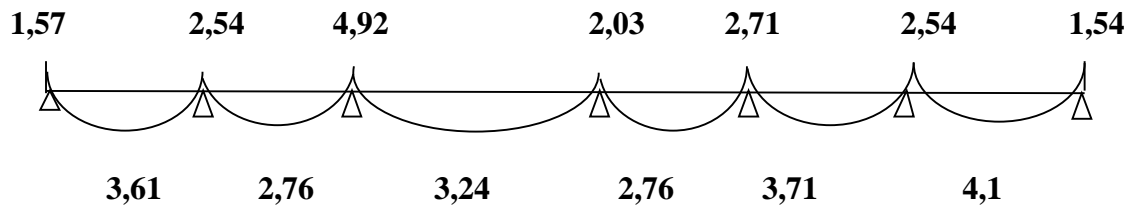
$$M_{t(E-F)} = 3,71 \text{ KN. m}$$

**Travée (F-G) :** travée de rive

$$M_{t(F-G)} = (1,08 \times 5,25) - \left( \frac{1,57 + 1,57}{2} \right) = 4,1 \text{ KN. m}$$

$$M_{t(F-G)} = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0(F-G)} = 0,644 \times 5,25 = 3,38 \text{ KN. m}$$

$$M_{t(F-G)} = 4,1 \text{ KN. m}$$



**Diagramme des moments à l'ELS**

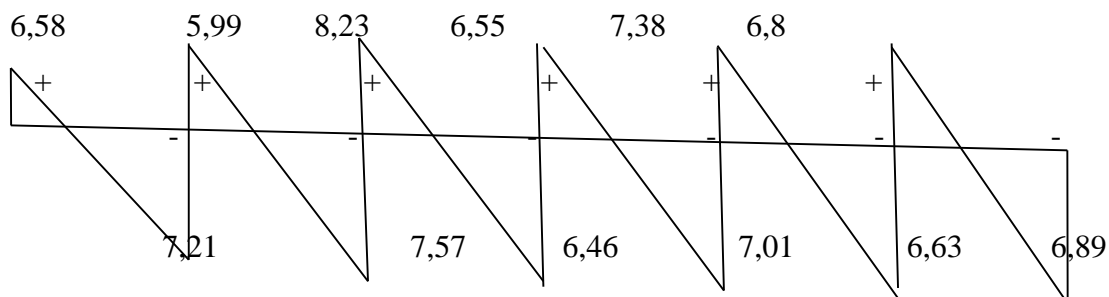
**Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = T_w - q_s$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
M <sub>w</sub>	1,57	2,54	4,92	2,03	2,71	1,57
M <sub>e</sub>	2,54	4,92	2,03	2,71	1,57	1,57
T <sub>e</sub>	-7,21	-7,57	-6,46	-7,01	-6,63	-6,89
T <sub>w</sub>	6,58	5,99	8,23	6,55	7,38	6,89



**Diagramme des efforts tranchants à l'ELS**

**Vérifications à l'ELS :**

**État limite de compression de béton : (BAEL 91 : Art A.4.5, 2)**

**- En travée :**

**Contrainte d'acier :**

On dit vérifier  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \text{ Ast}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 19,75 \\ \beta_1 = 0,8561 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{4,1 \times 10^6}{0,8561 \times 180 \times 236} = 112,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 112,74 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Contrainte Dans le béton :**

La contrainte dans le béton doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{112,74}{19,75} = 5,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**- Aux appuis :**

✓ **Contrainte d'acier :**

On doit vérifier  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1,92}{12 \times 18} = 0,888 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 22,35 \\ \beta_1 = 0,8661 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{4,1 \times 10^6}{0,8661 \times 180 \times 192} = 136,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 136,97 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### Contrainte Dans le béton :

La contrainte dans le béton doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{136,97}{22,35} = 6,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### État limite de déformation : (BAEL91 : 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 l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL 91 précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{305} = 0,0655 > 0,0444 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{305} = 0,0655 > \frac{3,83}{15 \times 8,25} = 0,031 \quad \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{Al}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

l : longueur libre de la poutrelle.

h : hauteur totale de la poutrelle.

$M_t$  : moment fléchissant Max en travée (ELS).

$M_0$  : moment fléchissant Max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

bo : largeur de la nervure.

d : hauteur utile.

Condition non vérifiée donc la vérification de la flèche est obligatoire.

**a) Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

$f$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différée.

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

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

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

$I_0$  : Moment d'inertie totale de la section homogène.

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

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho}$$

$\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

**b) Calcul des différents paramètres :**

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left( \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + n \times A_{st}(y_2 - c)^2$$

$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$  . Avec  $B_0$  : section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d}{b_0 h + (b - b_0)h_0 + 15A_{st}}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,36} = \frac{3461,2}{487,4} = 7,10 [\text{cm}].$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,10 = 12,90 [\text{cm}].$$

$$I_0 = \frac{12(7,10^3 + 12,9^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left( \frac{4^2}{12} + \left( 7,10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 2,36 \times (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021,06 [\text{cm}^4]$$

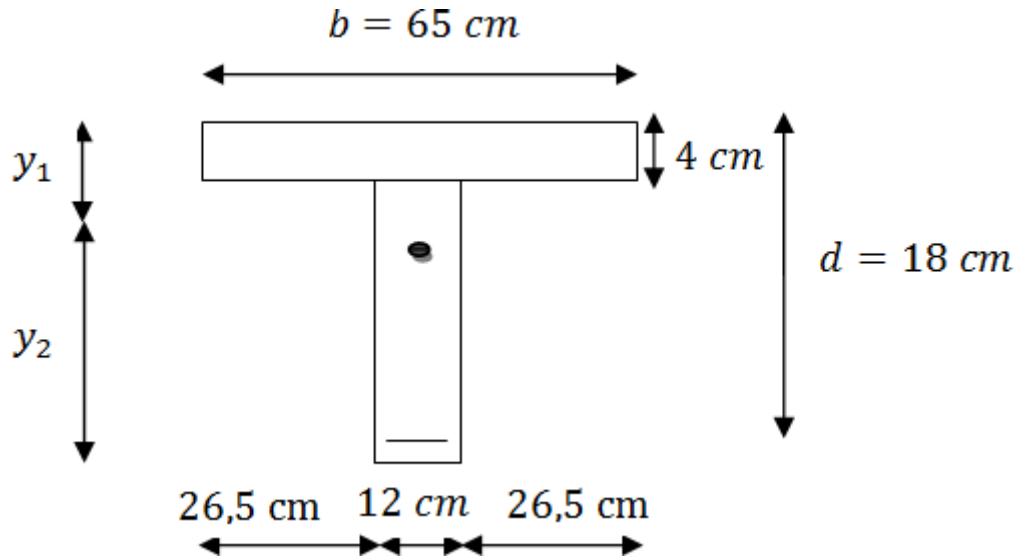


Figure N°11 :Schéma statique de calcul

➤ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} \times 100 = \frac{2,36}{12 \times 18} \times 100 = 1,09 \Rightarrow \beta = 0,896$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,1 \times 10^3}{0,896 \times 18 \times 2,36} = 107,72 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 1,09} = 0,015$$



$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 107,72 + 2,1} = 0,4266$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + (0,4266 \times 0,015)} = 21883.13[\text{cm}^4]$$

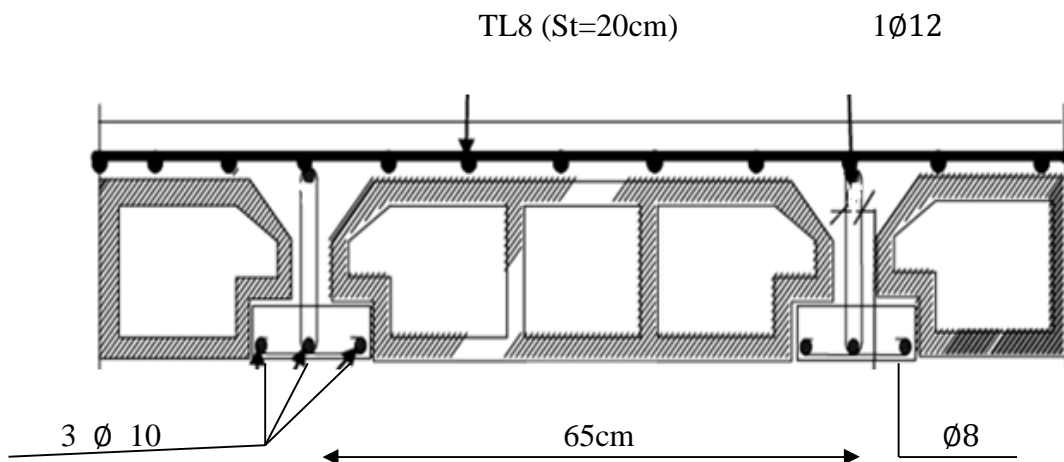
D'où la flèche :

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{4,1 \times (3,25)^2 \times 10^5}{10 \times 10818,87 \times 21883.13} = 0,001829[\text{m}].$$

$f = 0,18[\text{ cm}] < f \equiv 6,5[\text{cm}]. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.



**Figure III.11 : plan de ferrailage du plancher en corps creux.**



### A-/Calcul des sollicitations :

#### A-1/Chargement :

$$G = \rho \times S$$

Avec:

$$S = \left[ \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right] + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,7) = 0,0785 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,0785 = 1,96 \text{ KN/ml.}$$

$\rho$ : Masse volumique du béton.

$S$  : Section transversale de l'acrotère.

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,00 \text{ KN/ml.}$

#### A-2/Effort normal dû au poids propre :

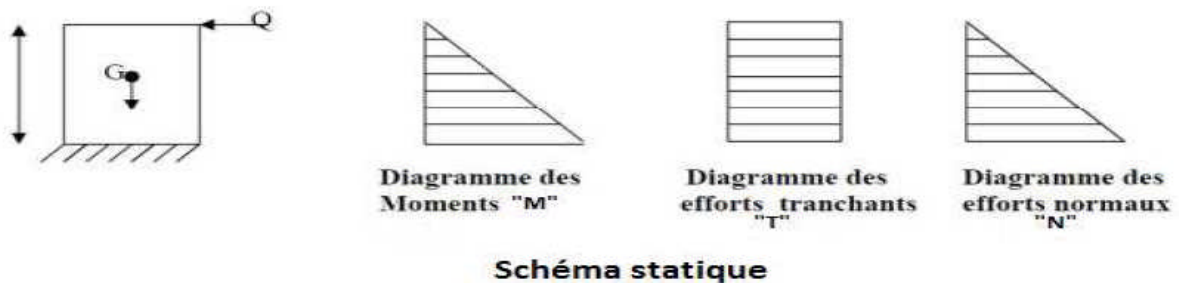
$$N_G = G \times 1\text{m} = 1,96 \text{ KN.}$$

#### A-3/Moment de renversement dû à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H \times 1\text{m} = 1 \times 0,7 \times 1 = 0,7 \text{ KN.m.}$$

#### A-4/Effort tranchant :

$$T = Q \times 1\text{m} = 1 \times 1 = 1 \text{ KN } T = 1 \text{ KN}$$



**Figure III.14: Diagramme des efforts internes**

#### B-/Combinaison de charge :

##### ➤ A l'ELU:

-La combinaison de charge est:  $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

-Effort dû au poids propre G :  $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,96 = 2,646 \text{ KN}$       **$N_u = 2,646 \text{ KN}$**

-Effort tranchant :  $T = 1,5 \times T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$       **$T = 1,5 \text{ KN}$**

-Moment de flexion dû à Q :  $M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}$       **$M_u = 1,05 \text{ KN.m}$**

##### ➤ A l'ELS :

-La combinaison de charge est :  $Q + G$

-Effort normal dû au poids propre G:      **$N_s = 1,96 \text{ KN}$**

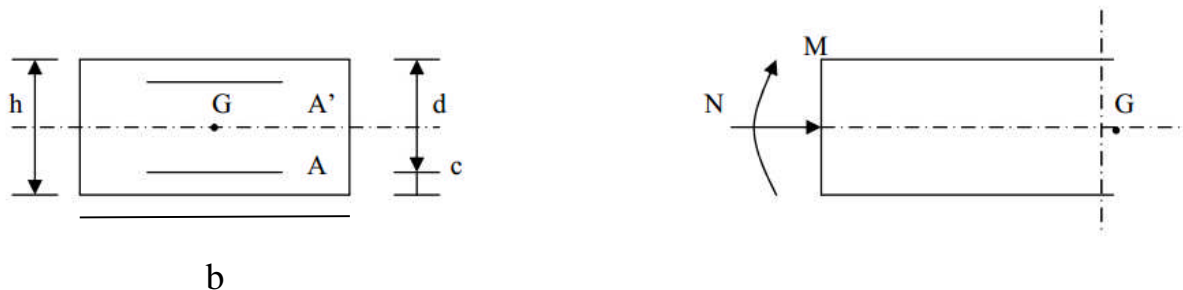
-Effort tranchant T :      **$T_s = 1 \text{ KN}$**

-Moment de flexion dû à Q :      **$M_s = 0,7 \text{ KN.m}$**

#### C-/ Ferrailage de l'acrotère :

##### a) A l'ELU :

Le calcul sera déterminé en flexion composée à l'ELU, en considérant une section rectangulaire ( $b \times h$ ), sous un effort normal " $N_u$ " et un moment de flexion " $M_u$ ".



**Figure III.15 : Schéma statique de la section de l'acrotère.**

- **$h$**  : épaisseur de la section = 10cm.
- **$b$**  : largeur de la section = 100cm.
- **$c$**  "  **$c$**  : enrobage = 3cm.
- **$d$**  : la hauteur utile =  $h - c = 7 \text{ cm}$ .

**C-1/Calcul de l'excentricité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,646} = 0,39m \approx 40cm \\ \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm. \end{array} \right. \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c.$$

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

Le calcul des armatures se fera en deux étapes : l'acrotère sera étudié en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$ , puis on se ramènera à la flexion composée ou la section d'armatures déterminée sera en fonction de celle déjà calculée.

**D-/Calcul d'armatures en flexion simple :**

**A-Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 1,05 + 2,646 \left( \frac{0,10}{2} - 0,03 \right)$$

$$M_f = 1,10 \text{ KN.m}$$

$\left( \frac{h}{2} - c \right)$  : la distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

**B - Moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

**Avec:**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\alpha \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_f = \frac{1,10 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 \longrightarrow \text{la section est simplement armée (S.S.A).}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

**Les armatures fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \times \beta_f \times d}$$

Avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{stf} = \frac{1,10 \times 10^3}{348 \times 0,992 \times 7} = 0,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{stf} = 0,46 \text{ cm}^2.$$

**E-/ Calcul en flexion composée :**

**Les armatures réelles :**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,46 - \frac{2,646}{34,8} = 0,384 \text{ cm}^2.$$

**F-/Vérification à l'ELU:**

**F-1/Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

✓ **Armatures principales :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature. Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la **CNF** :  $A_{str} \geq A_{min}$ .

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

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times (25) + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \left[ \frac{40 - 0,455 \times 7}{40 - 0,185 \times 7} \right] 7 \times 100 = 0,804 \text{ cm}^2$$

$$A_{str} = 0,384 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,804 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la section n'est pas vérifiée.}$$

Donc on adopte une section:  $A_{str} \geq A_{min} = 0,804 \text{ cm}^2$ .

**Soit :  $A_{str} = 2,01 \text{ cm}^2$ .**

**Soit : 4HA8**

Avec un espacement :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{str}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{str}=0,5 \text{ cm}^2 < A_{min}=0,804 \text{ cm}^2 \implies \text{la section n'est pas vérifiée.}$$

Donc on adopte une section:  $A_r \geq A_{min}=0,804 \text{ cm}^2$ .

On opte pour  $A_r=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 4HA8.

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

**F-2/Vérification de l'écartement dans les barres :**

✓ **Armatures verticales :**

$$A=2,01 \text{ cm}^2.$$

$$S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = \min \{30, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ donc } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t=25 \text{ cm} < 30 \text{ cm.} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = \min \{40, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.} \text{ Donc } S_t \leq 40 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } S_t=25 \text{ cm} < 40 \text{ cm.} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**F-3/Vérification au cisaillement : [BAEL 91 Art 5.1.1] :**

La fissuration est préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma \times b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

Avec :  $V_u=1,5 \times Q=1,5 \text{ KN}$  ( $V_u$  : effort tranchant max à l'ELU).

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma \times b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

(Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

#### F-4/Vérification de l'adhérence des barres :

Le béton armé est composé de béton et d'acier. Il est donc nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre ces deux matériaux. Pour cela, on doit vérifier que :

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$$

Avec :

$$\tau_{es} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$$.V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN}$$

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

$$. \sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 0,8 \times 3,14 = 10,05 \text{ cm} = 100,5 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,236 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

. $\Psi_s$  : le coefficient de scellement = **1,5** pour les aciers hauts adhérences (HA).

$$.f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times (25) + 0,6 = \mathbf{2,1 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa.}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{0,236 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{se}} = \mathbf{3,15 \text{ MPa}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il ya pas risque d'entrainement des barres donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### F-5/Ancrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

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

tel que :

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

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

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm.}$$

On adoptera :  $L_s = 30 \text{ cm.}$



**F-6/vérification au séisme :**

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale  $F_p$ , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge  $Q$

Donne : [Art. 6. 2, 3/RPA2003]

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

**Avec :**

$A$  : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1) [RPA version 2003] dans notre cas, il est pris égal à 0,15 (zone IIa, groupe 2).

$C_p$  : facteur de force horizontale tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à 0,8

$W_p$  : poids de l'acrotère, égale à 1,4625 KN /ml

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,4625 = 0,702 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**G-/Vérification des contraintes à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

**G-1/Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{2}{3} f_{te}, 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right).$$

On a des aciers HA :  $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

FeE400       $n=1,6$

$$\sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6} \times 2,1 \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$\beta_1$  : est fonction de  $\rho$ .

$$\rho = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \quad \beta_1 = 0,914.$$

$$\sigma_s = \frac{0,7 \times 10^3}{2,01 \times 0,914 \times 7} = 54,43 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 54,43 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$  la section est vérifiée vis à vis de l'ouverture des fissures.

#### G-2/Vérification des contraintes dans le béton [Art A 4.5.2 du BAEL 91] :

Pour une section rectangulaire (b×h), acier FeE400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite:

$$\frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \quad \text{avec: } Y = \frac{M_u}{M_s}$$

$$Y = \frac{1,05}{0,7} = 1,5$$

$$U_u = 0,0136 \quad \text{Tableau} \quad \alpha_u = 0,0171$$

$$\alpha \leq \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,25 + 0,25 = 0,50 > 0,0171 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La section est justifiée vis-à-vis de la compression.

Nous devons vérifier que  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{l}{47,89} \times 46,656 = 0,974$$

$$\sigma_{bc} = 0,974 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### Résumé :

Le Ferrailage adopté par rapport a la section minimal est :

- Armatures principales : **4HA8/ml = 2,01cm<sup>2</sup>** et **S<sub>t</sub>= 25 cm.**
- Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup>** et **S<sub>t</sub>= 25 cm.**

Schéma de ferrailage :

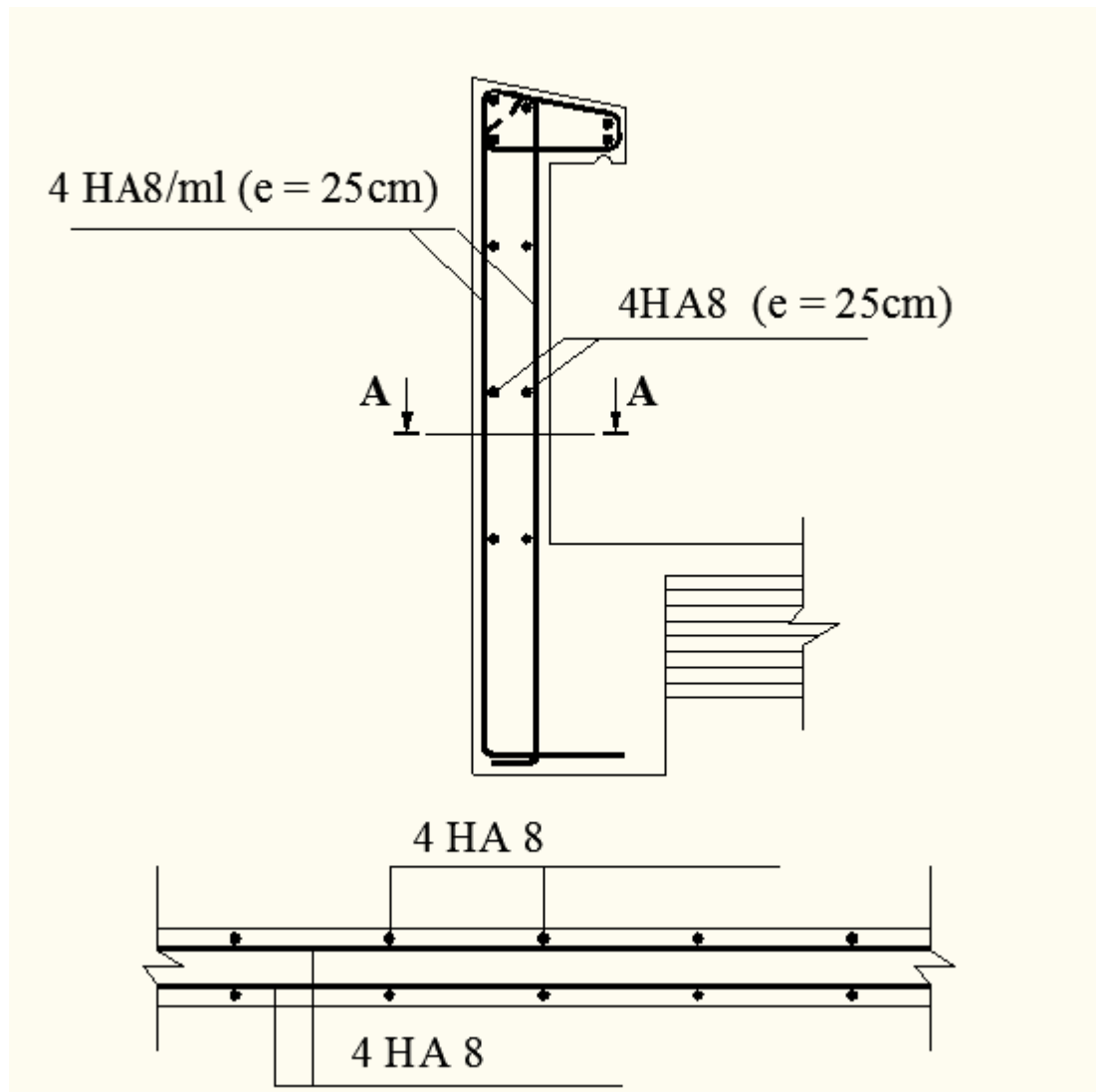


Figure III.16: Schéma de Ferrailage de l'acrotère.

### 3-Etude De La Salle Machine

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. Il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long de guide verticale. L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie.
- ✓ La cabine ou la benne.
- ✓ Le contre poids.

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions  $(1,70 \times 1,45) \text{ m}^2$  appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de  $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$  transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

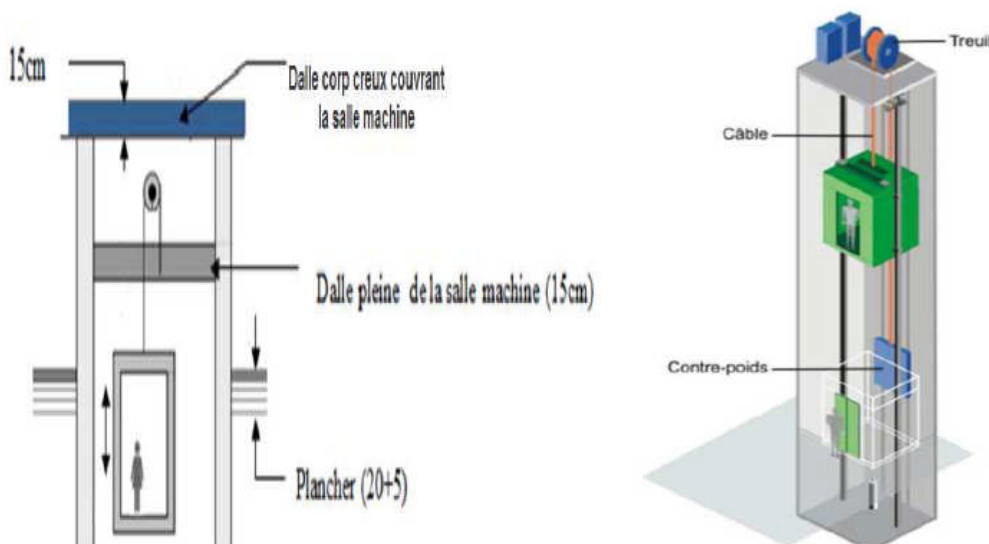
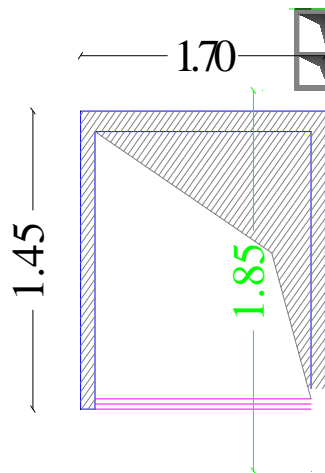


Figure III .17: Coupe verticale de la cage d'ascenseur.



**Figure III. 18: Coupe horizontale de la cage d'ascenseur.**

**A-/Calcul des sollicitations :**

➤ **Calcul de  $M_x$  et  $M_y$  :**

$M_x = q (M_1 + n \cdot M_2)$ . Moment suivant la petite portée.

$M_y = q (M_2 + n \cdot M_1)$ . Moment suivant la grande portée.

$q$  : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

$n$  : Coefficient de Poisson ( $n = 0$  à l'ELU)

$M_1, M_2$  : valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports suivants:

$$\left(\rho = \frac{L_x}{L_y}\right), \quad \left(\frac{U}{L_x}\right), \quad \left(\frac{V}{L_y}\right)$$

$U, V$  : dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge  $q$  contenue de la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton.

➤ **Dimensionnement :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{1,70} = 0,85.$$

$0,4 \leq \rho = 0,85 \leq 1$  Dans ce cas le panneau de dalle travail suivant les deux sens.

$$h_0 > \frac{L_x}{30} = \frac{145}{30} = 4,83 \text{ cm}$$

$h_0$  : Épaisseur de la dalle, selon le RPA99 version 2003 doit être au moins égale à 15cm.

Donc on prend  **$h_0 = 15 \text{ cm}$** .

$$U=U_0+K \times e+h_0$$

$$V=V_0+K \times e+h_0$$

Avec :

$h_0$ : Épaisseur de la dalle.

$e$  : épaisseur du revêtement.

$U_0, V_0$ : coté du rectangle dans lequel la charge est centrée.

Avec:  $K=2$  pour un revêtement en béton.

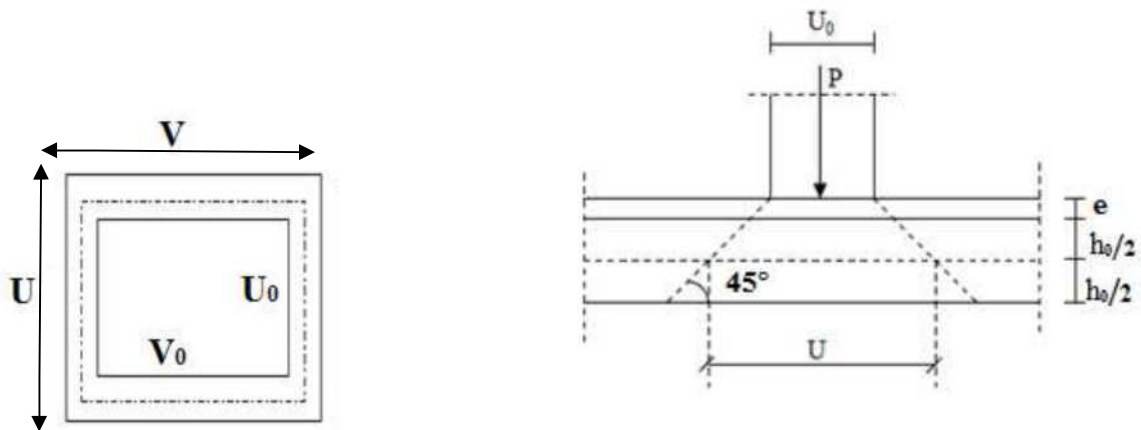
$e_0=5\text{cm}$  étant l'épaisseur du revêtement.

$h_0=15\text{cm}$  épaisseur de la dalle.

$U_0=V_0=80\text{ cm}$  : Cotés du rectangle sur lequel agit la charge  $P$ .

$$U=80+(2 \times 5)+15=105\text{cm.}$$

$$V=80+(2 \times 5)+15=105\text{cm.}$$



**Figure III .19: Diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.**

**B-/ Calcul des efforts:**

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{1,70} = 0,85 \\ \frac{U}{L_x} &= \frac{105}{145} = 0,7 \\ \frac{V}{L_y} &= \frac{105}{170} = 0,6 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,0795 \quad \text{et} \quad M_2 = 0,0585$$

**B-1/ A'L'ELU :**

**Calcul des moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  dus au système de levage :**

$$\rho_u = 1,35 \times G = 1,35 \times G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ kN/ml}$$

La surcharge d'exploitation : **Q est prise égale à 1kN/ml.**

$$M_{x1} = \rho_u (M_1 + \nu \times M_2) = q_u \times M_1 = 121,5 \times 0,0795 = 9,659 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = \rho_u (M_2 + \nu \times M_1) = q_u \times M_2 = 121,5 \times 0,0585 = 7,108 \text{ KN.m.}$$

$\nu$  : Coefficient de Poisson ( $\nu = 0$  à l'ELU)

**Évaluation des moments  $M_{x2}$ ,  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Avec  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$ .

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{1,70} = 0,85 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{aligned} \mu_x &= 0,0509 \\ \mu_y &= 0,685 \end{aligned} \right.$$

#### **B-2/Poids de la dalle :**

$$q_u = 1,35xG + 1,5xQ = 1,35x (3,75) + 1,5x1 = 6,56 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{x2} = 0,0509 \times 6,56 \times 1,45^2 = 0,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,685 \times 0,70 = 0,48 \text{ KN.m}$$

#### **B-3/Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,659 + 0,70 = 10,359 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,108 + 0,48 = 7,588 \text{ KN.m}$$

#### **Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15%(0,85)** en travée et **70%(0,3)** aux appuis.

➤ **Moment en travée :  $M_t = 0,85 M$  :**

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 10,359 = 8,805 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 7,588 = 6,449 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment aux appuis :  $M_a = 0,3 M$  :**

$$M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 10,359 = -3,107 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 7,588 = -2,276 \text{ KN.m}$$



Sens XX

3,107 KN.m

3,107 KN.m



8,805KN.m

Sens YY

2,276KN.m

2,276KN.m



6,449KN.m

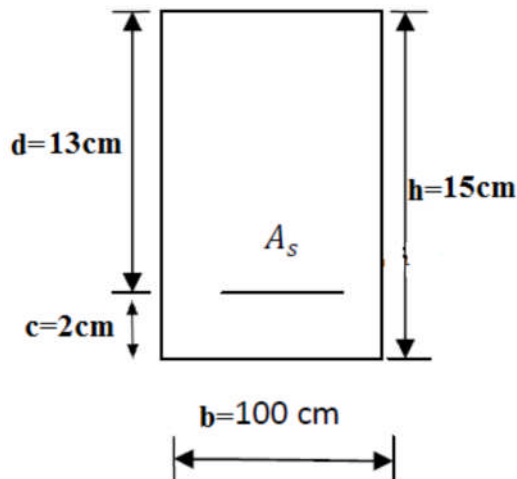
Figure III .20: Les moments corrigés dans les deux sens à l'ELU

### C-/ Calcul de la section d'armature :

Le calcul se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

#### a) Sens x-x:

##### ▪ En travée :



$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d_x = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,805 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,036$$

$$\mu = 0,036 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,036 \quad \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,805 \times 1000}{0,982 \times 13 \times 348} = 1,98 \text{ cm}^2$$

On opte pour: 4HA10=3,14cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=25cm.

##### ▪ Aux Appuis:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,107 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,012 \quad \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_t = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,107 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA10=3,14cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=25cm.

b) Sens y-y :

▪ En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,449 \times 10^3}{100 \times 132 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

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

$$A_t = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,449 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,44$$

On opte pour : 4HA10=3,14cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=25cm.

▪ Aux Appuis:

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,276 \times 10^3}{100 \times 132 \times 14,2} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,009 \quad \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_t = \frac{M_{ay}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,276 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,50.$$

On opte pour : 4HA10= 3,14cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=25cm.

#### D-/Vérification à L'ELU :

##### D-1/Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

La condition de non fragilité est déterminée à partir d'un pourcentage de référence  $\rho_0 = 0,8\%$  qui dépend de la nuance des aciers (**FeE400=0,0008**), de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton

$$A > A_{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \right) b h$$

$A_{\min}$  = Section minimale d'armatures.

$\rho_0$  = taux d'acier minimal = 0,0008 (pour l'acier HA FeE400)

$$A_{\min} = 0.0008 \left( \frac{3 - 0,85}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,29 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

##### D-2/Diamètre maximal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

$$\phi_{\max} = 12 \text{ mm} < \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

##### D-3/Écartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91) :

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

###### ➤ Armatures $A_x // L_x$ :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

###### • Armatures $A_y // L_y$ :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### d) Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2.42 BAEL91) :

À l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement  $Q_u$  est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal.

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \frac{f_{c28}}{\gamma \times b}$$

$h$  : Épaisseur totale de la dalle.

$\mu_c$  : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

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

$Q_u$ : Charge de calcul à l'ELU.

$$Q_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$\text{A.N: } 0,045 \times 4, 2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ Kn}$$

**Donc :  $Q_u = 121,5 < 472,5 \text{ KN}$   $\rightarrow$  condition vérifiée.**

**e) Contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq 0,07 \frac{F_{cj}}{\gamma b}.$$

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

Au milieu de U  $\Rightarrow T_{MAX} = \frac{Q_u}{3 \times V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$

Au milieu de V  $\Rightarrow T_{MAX} = \frac{Q_u}{2U + V} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN}$

$$t_u = \frac{T_{MAX}}{b \times d} = \frac{38,57}{1 \times 0,13} = 296,69 \text{ KN/m}^2 = 0,296 \text{ Mpa}$$

$$t_u = 0,296 \leq 0,07 \frac{F_{c28}}{\gamma b} = 1,167 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## 2) Calcul à l'ELS

- **Calcul des moments  $M_{X1}$ ,  $M_{Y1}$  dus au système de levage :**

$$Q_s = G = 90 \text{ KN/m.}$$

$$M_{X1} = q_s \times (M_1 + \vartheta M_2)$$

$$M_{Y1} = q_s \times (M_2 + \vartheta M_1)$$

**Avec:  $\vartheta = 0,2$  ;  $M_1 = 0,0795$  et  $M_2 = 0,0585$ .**

$$M_{X1} = 90(0,0795 + 0,2 \times 0,0585) = 8,208 \text{ KN.m.}$$

$$M_{Y1} = 90(0,0585 + 0,2 \times 0,0795) = 6,696 \text{ KN.m.}$$

- Évaluation des moments  $M_{X2}$ ,  $M_{Y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{1,70} = 0,85 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,685 \end{array} \right.$$

- Poids de la dalle :

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15) + 1 = 4,75 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{X2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{X2} = 0,0509 \times 4,75 \times (1,45)^2 = 0,508 \text{ KN.m.}$$

$$M_{Y2} = \mu_y \times M_{X2} = 0,685 \times 0,508 = 0,348 \text{ KN.m.}$$

- Superposition des moments :

$$M_X = M_{X1} + M_{X2} = 8,208 + 0,508 = 8,716 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = M_{Y1} + M_{Y2} = 6,696 + 0,348 = 7,044 \text{ KN.m.}$$

#### Remarque:

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munis en leurs effectuant le coefficient 0,85 en travée et (-0,3) aux appuis.

- Moment en travée :  $M_t = 0,85 M$  :

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 8,716 = 7,408 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 7,044 = 5,987 \text{ KN.m}$$

- Moment aux appuis :  $M_a = -0,3 M$  :

$$M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 8,716 = -2,614 \text{ KN.m}$$

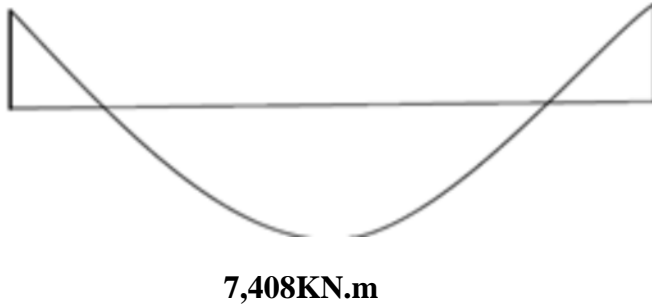
$$M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 7,044 = -2,113 \text{ KN.m}$$

Correction des moments:

Sens X X:

2,614KN.m

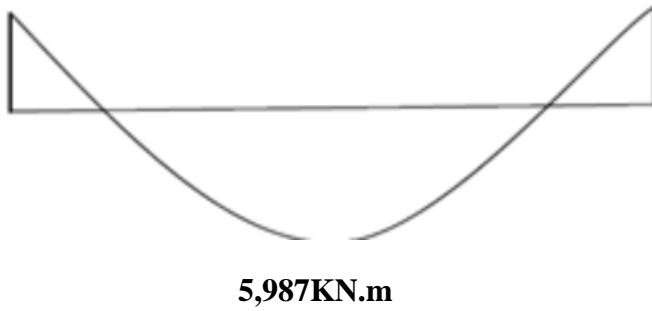
2,614KN.m



Sens YY:

2, 113KN.m

2, 113KN.m



**Figure III .21: Diagramme des moments fléchissant réduits dans les deux sens.**

• **Vérification à L'ELS :**

**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

**Sens (x-x) :**

- **Aux appuis :** ( $M_x^a = 2,614 \text{ KN.m}$ )

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \quad K_1 = 62,40 \text{ et } \beta = 0,9355$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta d A_a} = \frac{2,614 \times 10^3}{0,9355 \times 13 \times 2,01} = 106,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 106,93 < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

**La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{106,93}{62,40} = 1,71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée :** ( $M_x^t = 7,408 \text{ KN.m}$ )

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24 \quad K_1 = 48,29 \text{ et } \beta = 0,921$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta d A_a} = \frac{7,408 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 197,046 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 197,046 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

**La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{197,046}{48,29} = 4,08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

**Remarque :**

Aussi bien que dans le sens x-x ou y-y les conditions sont vérifiées.



#### b) Vérification de la flèche :(B.6.5.2BEAL91) :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyé sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \frac{M_u^x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{L_x} = \frac{15}{145} = 0,103 \geq \frac{M_t^x}{20M_t^x} = \frac{8,805}{20 \times 7,408} = 0,059 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \implies \text{Condition vérifiée}$$

#### Conclusion :

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

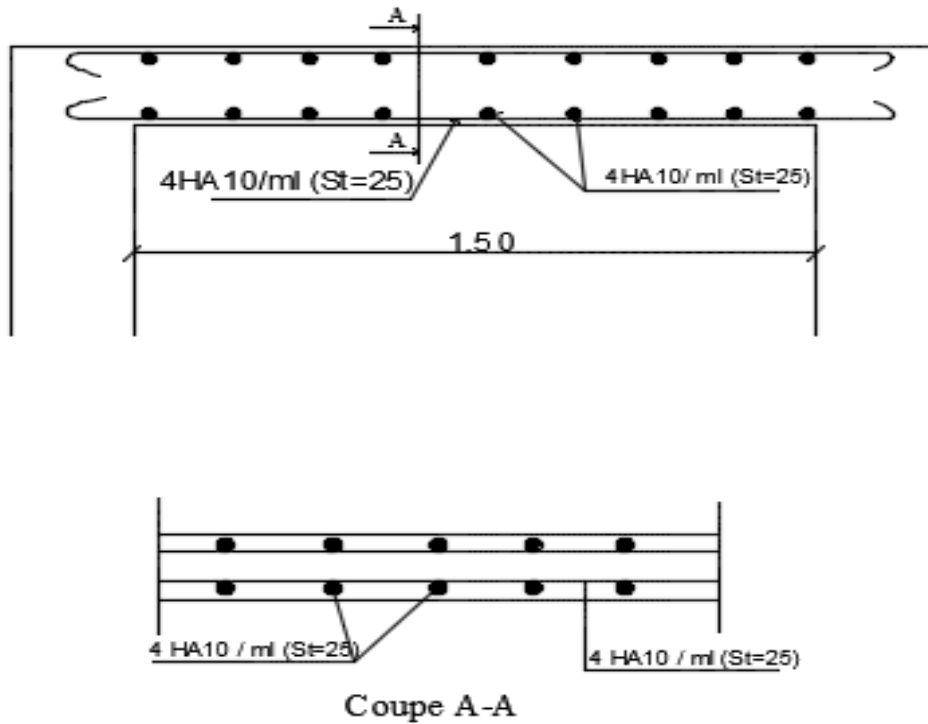


Figure III .22: Schéma de ferrailage de la dalle de la salle machine dans les deux sens.

#### 4- Dalle Du Balcon

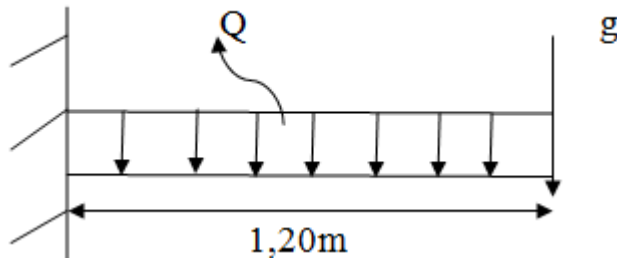
Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p = \frac{L}{10} \text{ (cm)}$$

$$e_p = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

On prend  $e_p = 15 \text{ cm}$

**Charges et surcharges revenant à la dalle :**



**Figure III.23 : schéma statique du balcon**

**Charges permanentes :**

Carrelage (2cm).....	0,02x22=0,44KN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose (2cm).....	0,02x22=0,44KN/m <sup>2</sup>
Couche de sable (2cm).....	0,02x18=0,36KN/m <sup>2</sup>
Enduit de ciment (1,5cm).....	0,01x15=0,15KN/m <sup>2</sup>
La dalle pleine (15cm).....	0,15x25x1 = 3,75KN / m <sup>2</sup>

**$G_t = 5,14 \text{ KN/m}^2$**

**Le poids du garde corps en briques creuses :**

Briques creuses (10cm).....	0,1x9=0,9KN/m <sup>2</sup>
Enduit extérieur (2cm).....	0,02x18=0,36KN/m <sup>2</sup>
Enduit intérieur (2cm).....	0,02x10=0,2 KN/m <sup>2</sup>

**$g = 1,46 \text{ KN/m}^2$**

#### Surcharges d'exploitations :

Surcharge d'exploitation de la dalle :  $Q_d=3,5\text{KN/m}^2$

##### ➤ Combinaisons des charges :

#### a) Combinaisons de charge à l'E L U :

\_ Pour la dalle :

$$q_u = (1,35G_t + 1,5Q_b) \times 1\text{m}$$

$$q_u = 1,35 \times 5,14 + 1,5 \times 3,5 = 12,19\text{KN/ml}$$

$$q_u = 12,19\text{KN/ml}$$

$$\text{Garde corps : } g_u = (1,35 \times g) \times 1\text{m} = (1,35 \times 1,46) = 1,971\text{KN/m.}$$

#### Calcul à l' ELU:

##### Calcul des moments :

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire (100x15) cm<sup>2</sup> soumise à la flexion simple. Le calcul est fait pour une bande de 1ml.

$$M_u = \left( \frac{-q_u \times l^2}{2} \right) - g_u \times l$$

$$M_u = -\frac{12,19 \times 1,20^2}{2} - 1,971 \times 1,0 = -11,142\text{KN.m}$$

Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

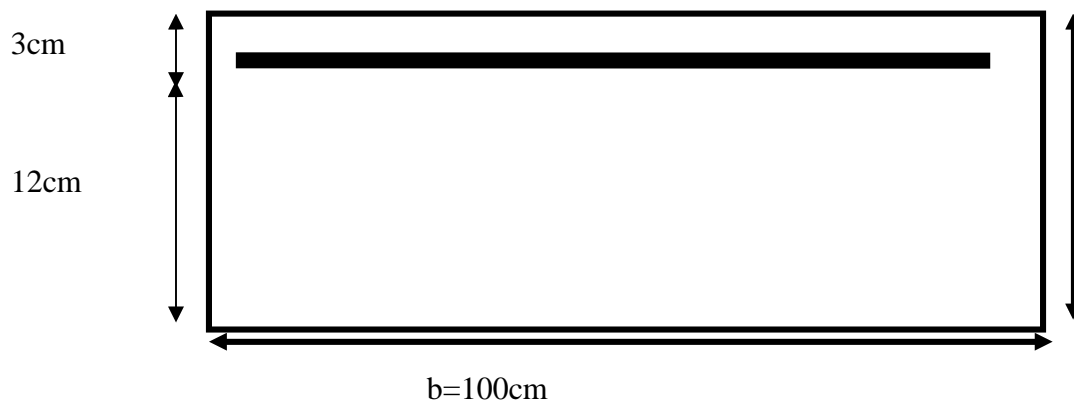
##### L'effort tranchant :

$$V_u = q_u \cdot l + g_u$$

$$V_u = 12,19 \times 1,20 + 1,971 = 16,60\text{KN}$$

##### · Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise a la flexion simple.



#### Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11,142 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,055 \leq \mu_l = 0,392$$

$\Rightarrow$  S.S.A

$$\mu_u = 0,055 \Rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{11,142 \times 10^3}{0,998 \times 12 \times 348} = 2,67 \text{ cm}^2$$

On opte : 5HA10 = 3,92 cm<sup>2</sup> avec un espacement S = 20 cm

#### Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On opte A<sub>r</sub> : 5HA8 = 2,51 cm<sup>2</sup> avec un espacement S = 20 cm

#### Vérification à L'ELU :

##### a) Condition de non fragilité :

le BAEL91 modifiée 99 prévoit qu'on peut dispenser de l'application de cette condition pour autant que l'on majore de 20% les aciers calculés en flexion ainsi que les armatures de répartitions, comme indique dans (Art B.7.4/BAEL99).

On doit vérifier que A<sub>u</sub> > A<sub>min</sub>

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 0,23 \cdot 100 \cdot 12 \cdot (0,21/40) = 1,45 \text{ cm}^2$$

A<sub>u</sub> > A<sub>min</sub> (condition vérifiée).

**b) Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :**

$$t_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{t}_u$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,25 F_{c28}}{\gamma b}, 4 \text{Mpa} \right\} = \min \left\{ 2,5, 4 \text{Mpa} \right\} = 2,5 \text{Mpa (fissuration préjudiciable)}$$

$$t_u = \frac{16,60 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,138 \text{Mpa} \leq \bar{t}_u = 2,5 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

il n'ya pas de risque de cisaillement.  
Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) L'espacement :**

**Pour les armatures principales :**

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

On a  $St = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

**Pour les armatures de répartition :**

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

On a  $St = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

**d) Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres :**

On a :

$$\bar{t}_{su} = \varphi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{Mpa}$$

$$t_{su} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{16,60 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 15,7} = \text{ Avec: } (\sum U_i = n \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7\text{cm})$$

Ce que donne  $t_u \leq \bar{t}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

**e) La longueur de scellement droit :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times t_s} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352\text{mm} \quad \Longrightarrow \quad l_s = 36\text{cm}$$

Avec :

$$t_s = 0,6 \cdot \varphi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

### III.4.3. Calcul a l'E.L.S :

**Pour la dalle :**  $q_s = (G_t + Q_b) \cdot 1m = (5,14 + 3,5) = 8,64 \text{ KN/m}$

**Garde corps :**  $g_s = 1,46 \text{ KN/m}$

**Calcul des moments :**

$$M_s = (q_s \cdot l^2 / 2) + g_s \cdot l$$

$$M_s = \frac{8,64 \times 1,2^2}{2} + 1,46 \times 1,2 = 7,97 \text{ KN.m}$$

**Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

**Dans l'acier :**

La fissuration étant préjudiciable, on vérifie :

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

Avec :  $\eta = 1,6$  pour HA  $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,6; 201,63 \} = 201,63 \text{ Mpa.}$$

$$\rho_1 = 100A/b.d = (100 \times 3.92) / (100 \times 12) = 0,327 \quad \beta = 0,910 \quad K_1 = 40,56$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d} = \frac{7,97 \times 10^6}{392 \times 120 \times 0,910} = 186,187 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Dans le béton :**

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{186,187}{40,56} = 4,59 < 15 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1 / \frac{e}{l-16} \geq \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2 / \frac{e}{l-10M_0} \geq \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{7,97}{10 \times 7,97} = 0,1 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$3 / \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \geq \frac{39,2}{100 \times 120} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

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

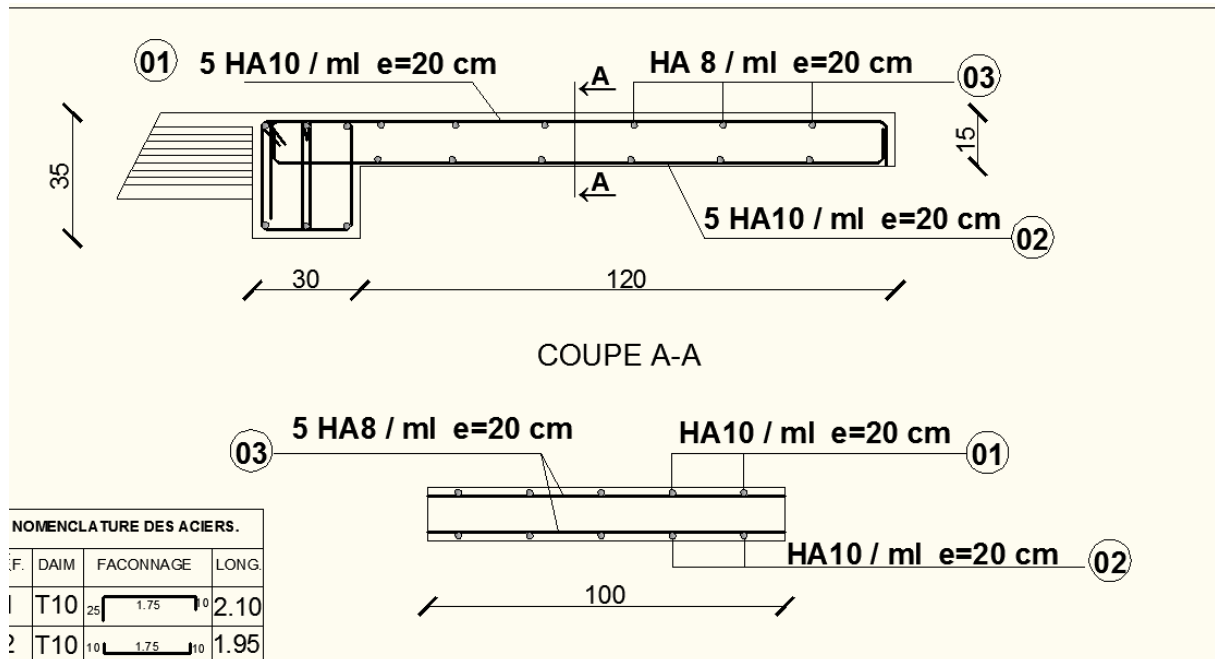


Figure III .24: Schéma de ferrailage de la dalle de du balcon



### 5 -L'escalier

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins en béton armée coulé sur place, qui permet l'accès vertical entre deux niveaux différents de la structure, il est composé par :

\*La marche : est une surface plane sur laquelle se pose le pied, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

\*La contre marche : est la partie verticale entre deux marches consécutives, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

\*Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, sa valeur varie généralement entre 13 et 17 cm. jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

\*L'embranchement (E) : représente la largeur de la marche.

\*Le giron (g) : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives; il y a une valeur constante de 28cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $2h+g = 59$  à  $66$ .

\*La ligne de foulée : représente en plan le parcours ou la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier, et en général le tracé de cette ligne répond à des critères géométriques vus plus loin dans le présent guide, et en général à 0,65m de collet, si  $E \geq 1m$ .

\*La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

\*Une volée : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs, sa longueur projetée est L2.

\*Un palier: est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

\*La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et les contre marche d'épaisseur ep.

**H** : hauteur de la volée.

**h** : hauteur des contres marches.

**L1** : longueur de palier de départ.

**L2** : longueur projetée de la volée.

**L3** : longueur du palier d'arrivée.

**ep** : épaisseur de la paillasse et du palier.

**E** : Embranchement.

**g** : largeur des marches (giron).

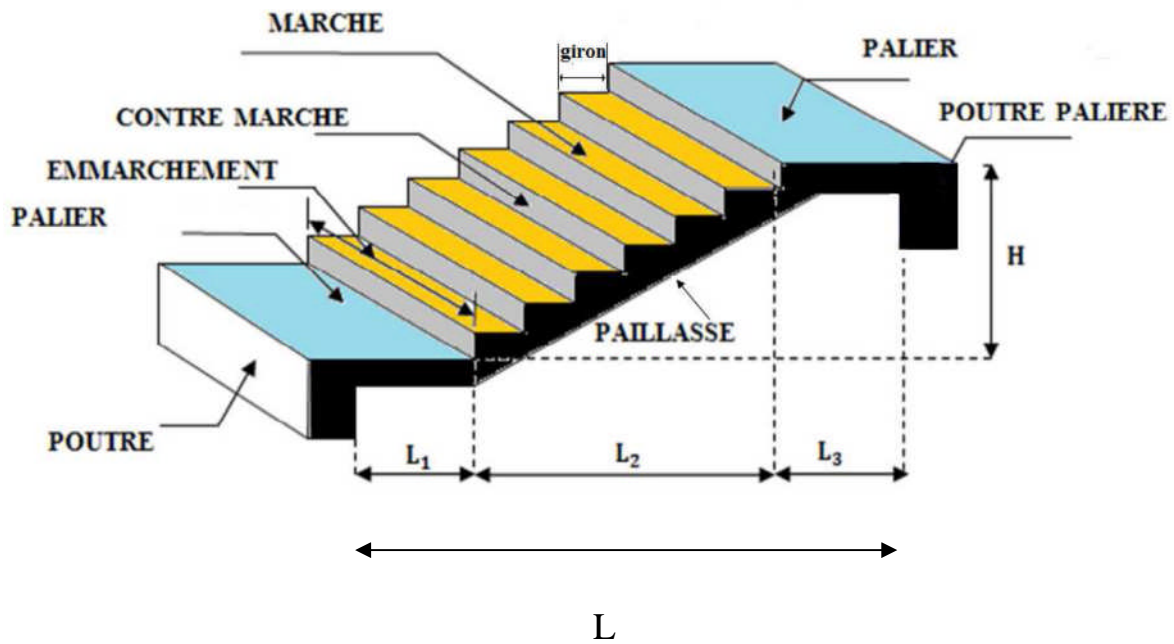


Figure III .25 : schéma d'escalier.

**Pré dimensionnement de l'escalier d'étage courant :**

Notre projet contient des escaliers droits à deux volées deux paliers intermédiaires.

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera fait à l'aide de la formule de BLONDEL, qui est donnée par :  $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$ .

Avec :

$h$  : hauteur de la contre marche, avec :  $13\text{ cm} \leq h \leq 17\text{cm}$ .

$g$  : largeur de la marche, avec :  $28\text{ cm} \leq g \leq 32\text{cm}$ .

Nous adoptons :  $h=17\text{cm}$  et  $g=30\text{cm}$ .

$59\text{cm} \leq 2h+g=34+30=64 \leq 66\text{cm}$  La relation est vérifiée..

**a- Schéma statique :**

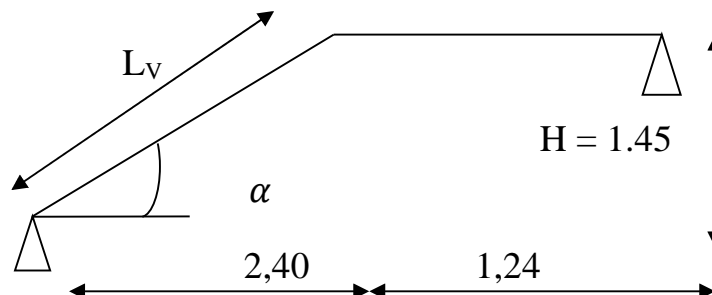
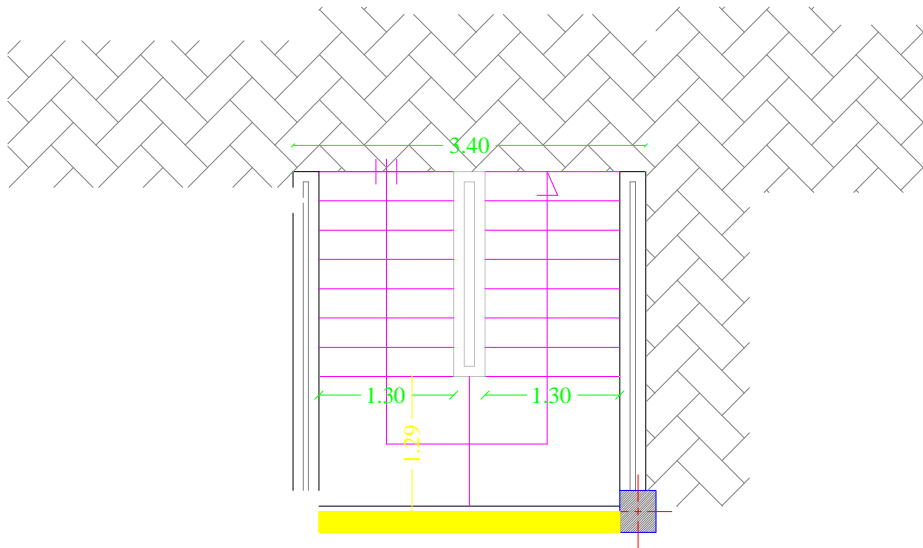


Fig III .26 : Schéma statique

- Détermination du nombre de marches et contre marches :



**Fig III .27 : Coupe horizontale d'escalier**

Soit **n** le nombre de contre marche et **m** le nombre de marche.

- Le nombre de contre marches est :

$$n = \frac{H_S - SOL}{h} = \frac{286}{17} = 17 \text{ contre marches}$$

\_ Le nombre de marche est:

$$m = n - 1 = 17 - 1 = 16 \text{ marches.}$$

**Epaisseur de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $ep$ ) est donnée par la relation :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :  $L$  : longueur réelle de la paillasse et du palier :  $L = L_V + L_2$ .

#### Calcul de $L_0$ :

Soient :

$H$  : hauteur de la volée :  $H = n \times h = 9 \times 0.17 = 1.53m$ .

$L_1$  : longueur de la paillasse projetée :  $L_1 = n \times g = 8 \times 0.3 = 2.40m = 240 \text{ cm}$ .

$L_2$  : longueur du palier :  $L_2 = 1,34 \text{ m} = 134\text{cm}$ .

$$\tan\theta = \frac{H}{L_1} = \frac{145}{240} = 0,604 \quad \theta = 31.13^\circ$$

$$L_V = L_1 / \cos\theta = \frac{240}{\cos(31.13)} = 280.37\text{cm}$$

$$L_0 = L_V + L_2 = 280.37 + 134 = 414.37\text{cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{414.37}{30} \leq e \leq \frac{414.37}{20}$$

$$13.81 \leq e \leq 20.72$$

On opte alors pour une épaisseur :  $e_p = 18\text{cm}$ .

#### IV.3 .Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 mètre d'emmarchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

##### ➤ Détermination des charges et surcharges :

Les Dimensions des marches étant très faible par rapport a la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande 1m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

**La paillasse:**

Élément	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Epaisseur [cm]	Poids [KN/ml]
Les marches	25	17	2.125
La paillasse	25	20	5.92
Lit de sable	18	2	0.36
Mortier de pose	22	2	0.44
Revêtement en			
Carrelage	22	2	0.44
Enduit de ciment	18	2	0.36
Garde-corps	/	/	0.2
			G=9,845
			Q=2.50

**Tableau III .28 : les charges permanentes et surcharges  
D'exploitations pour le paillasse .**

**Le palier :**

Élément	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Epaisseur [cm]	Poids [KN/ml]
La paillasse	25	20	5
Lit de sable	18	2	0.36
Mortier de pose	22	2	0.44
Revêtement en			
Carrelage	22	2	0.44
Enduit de ciment	18	2	18x0.02x1=0.36
Garde-corps	/	/	0.2
			G=6,8
			Q=2.50

**Tableau III .29 : les charges permanentes et surcharges  
D'exploitations pour le palier.**

#### **IV.3.2.Combinaison des charges**

**Etat limite ultime : ELU**

$$q_u \text{ paillasse} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.845 + 1.5 \times 2.5 = 17.04 \text{ kN/ml}$$

$$q_u \text{ palier} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.80 + 1.5 \times 2.5 = 12.93 \text{ kN/ml}$$

**Etat limite de service : ELS**

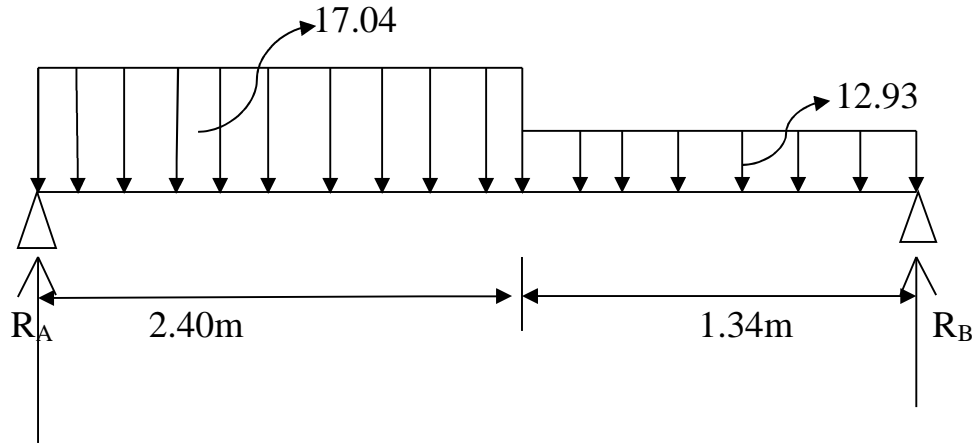
$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 9.845 + 2.5 = 12.345 \text{ kN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 6.80 + 2.5 = 9.3 \text{ kN/ml}$$

**IV.3.3.Efforts internes :**

**IV.3.3.1.Etat limite ultime :**

**Calcul des réactions d'appuis :**



$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Sigma M/A = (R_B \times 3.74) - (17.04 \times 2.40 \times \frac{2.40}{2}) - (12.93 \times 1.34 \times (\frac{1.34}{2} + 2.40)) = 0$$

$$\Sigma M/A = (R_B \times 3.74) - 50.112 - 20.40 = 0 \quad R_B = 18.85 \text{ kN}$$

$$\Sigma F = 0$$

$$\Sigma F = R_A + R_B - (17.04 \times 2.40) - (12.93 \times 1.34) = 0$$

$$R_A = 58.22 - R_B = 39.37 \quad R_A = 39.37 \text{ kN}$$

**Calcul les efforts tranchants et les moments fléchissant:**

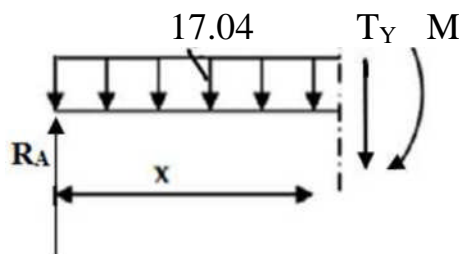
**1er tronçon :  $0.00\text{m} \leq x \leq 2.40\text{m}$  :**

- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = -17.04 x + 39.37$$

Pour  $x=0.00 \text{ m}$   $T_y = +39.37 \text{ kN}$

Pour  $x=2.40 \text{ m}$   $T_y = -1.526 \text{ kN}$



- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = -17.04 \frac{x^2}{2} + 39.37 x$$

Pour  $x=0.00 \text{ m}$   $M_z = 0.00 \text{ kN.m}$

Pour  $x=2.40$  m       $M_z = 45.41$  kN.m

- Calcul du moment maximum en travée :

- Calcul de la distance  $x_{tm}$  où le moment est maximum :

$$\frac{dM_x(x)}{dx} = 0 \quad -17.04x + 39.37 = 0$$

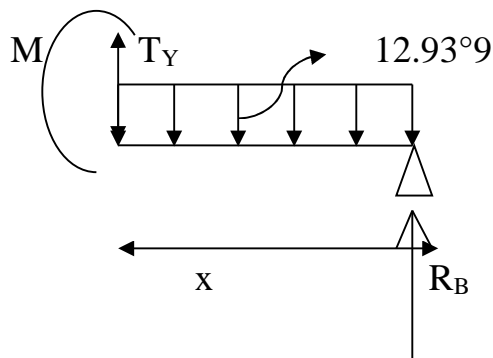
$$x_{tm} = 2.31 \text{ m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur :  $x_{tm} = 2.31$  m.

Donc :  $M_{zmax} = 45.48$  kN.m

**2ème tronçon :  $0.00 \text{ m} \leq x \leq 1.30 \text{ m}$  :**

L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :



$$T_y = 12.93x - 18.85$$

Pour  $x=0.00$  m       $T_y = -18.85$  kN

Pour  $x=1.34$  m       $T_y = -1.52$  kN

$$M_z = -12.93 \frac{x^2}{2} + 18.85x$$

Pour  $x=0.00$  m       $M_z = 0.00$  kN.m

Pour  $x=1.34$  m       $M_y = 13.65$  kN.m

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment.  $M_{max}$  au niveau des appuis et en travée de  $(-0,3)$  et  $(0,85)$  respectivement.

**En appui (A) et (B) :  $M_A = M_B = -0,3M_{max} = -0,3(45.48) = -13.644$  KN.m.**

**En travées :  $M_t = 0,85M_{zmax} = 0,85(45.48) = 38.658$  KN.m.**

➤ Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

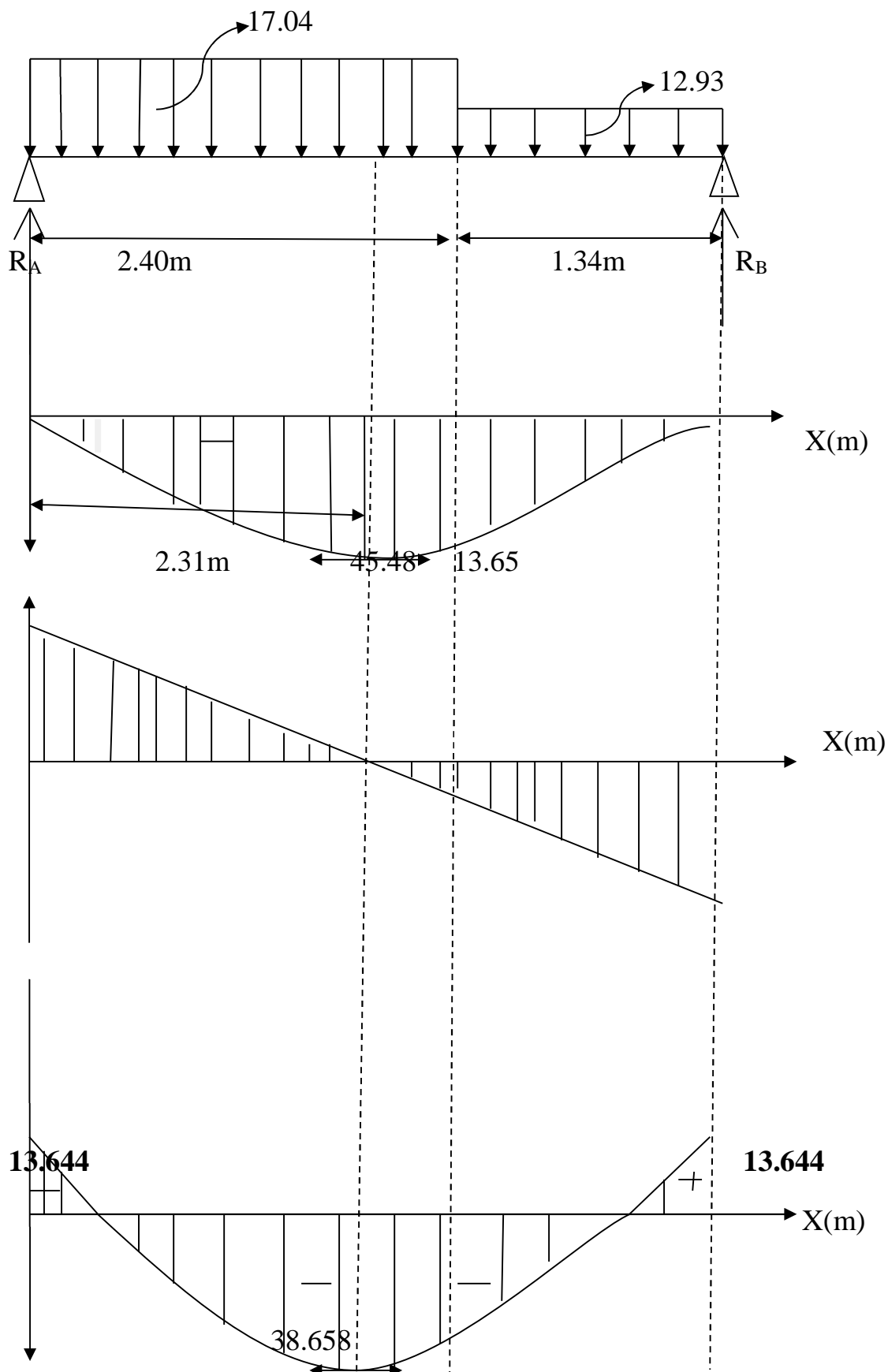


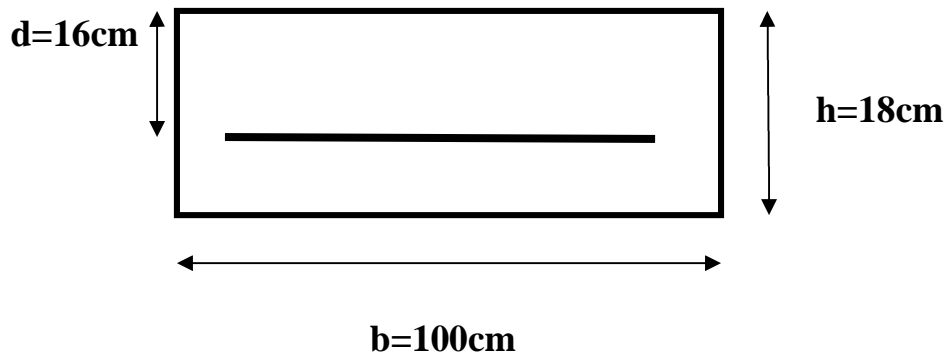
Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.



• **Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

**$h=18\text{cm}$ ,  $c=2\text{cm}$ ,  $d=h-c=16\text{cm}$ ,  $b=100\text{cm}$**



**Figure III .30: Schéma statique de ferrailage d'escalier a l'ELU**

**1- Aux appuis: ( $M_a = 13.644 \text{ KN.m}$ )**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{13.644 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 16^2} = 0.0375 < \mu_u = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{section simplement Armée (S.S.A).}$$

$$\mu = 0.038 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.981$$

• **Armatures Principale :**

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.644 \times 10^3}{0.981 \times 16 \times 348} = 2.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10/ml ( $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$ )** avec un espacement de **St = 25cm**.

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10/ml ( $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ )**, avec **St = 25cm**.

**2-En travées : (Mt=38.658KN.m)**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{38.658 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 16^2} = 0.106 < \mu_u = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement Armée (S.S.A).}$$

$$\mu = 0.106 \longrightarrow \beta = 0.944$$

· **Armatures Principale :**

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{38.658 \times 10^3}{0.944 \times 16 \times 348} = 7.35 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **7HA12 (A<sub>t</sub> = 7,92cm<sup>2</sup>)** avec un espacement de **S<sub>t</sub> = 15cm**

· **Armature de répartition :**

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

On opte pour **4HA10/ml (A<sub>r</sub> = 2,01cm<sup>2</sup>)** avec **S<sub>t</sub> = 25cm**.

❖ **Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité (Art.4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{adopter}}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : A<sub>a</sub> = 5.65cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 1.93cm<sup>2</sup> **Condition vérifiée**

- En travées : A<sub>t</sub> = 7.92cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 1.93cm<sup>2</sup> **Condition vérifiée**

**b) Espacement des barres :**

· **Armatures principale :** S<sub>t</sub> < min {3h ; 33cm}

- **Aux appuis:** S<sub>t</sub> = 25 < min {3h=45cm ; 33cm} = 33cm.....**Condition vérifiée.**

- **En travée :** S<sub>t</sub> = 25 < min {3h=45cm ; 33cm} = 33cm ..... **Condition vérifiée.**

· **Armatures de répartition :** S<sub>t</sub> < min {4h ; 45cm}

- **Aux appuis :** S<sub>t</sub> = 25cm < min {4h=60cm ; 45cm} = 45cm.....**Condition vérifiée.**

- **En travée :** S<sub>t</sub> = 25 cm < min {4h=60cm ; 45cm} = 45cm.....**Condition vérifiée.**

**Efforts tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

**b) Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91Art61.3) :**

On vérifie que :

$$t_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{t} = \varphi f_{t28}$$

Avec:  $\bar{t} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$

$\tau$  : Contrainte d'adhérence.

$\bar{t}$ : Contrainte limite d'adhérence.

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

$$\sum U_i = \sum n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm.}$$

**Avec** :  $\Phi$  : Diamètre d'une barre (10mm).

n : nombre des barres (4barres).

$$t_{se} = \frac{39.37 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 125.6} = 2.17 \text{ Mpa} \leq \bar{t} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

On doit vérifier que :  $t_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{t}$

Avec :  $\bar{t} \leq \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa.}$

Avec :  $\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ Mpa.}$

$$t_u = \frac{39.37 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.246 \text{ Mpa} \leq \bar{t} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

D'où le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, Donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

**e) Ancrage des armatures : (B.A.E.L 91.Art .A.6.1.23) :**

**· Longueur du scellement droit :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times t_s}$$

Pour  $\phi = 1 \text{ cm}$  et  $t_s = 0.6 \phi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$

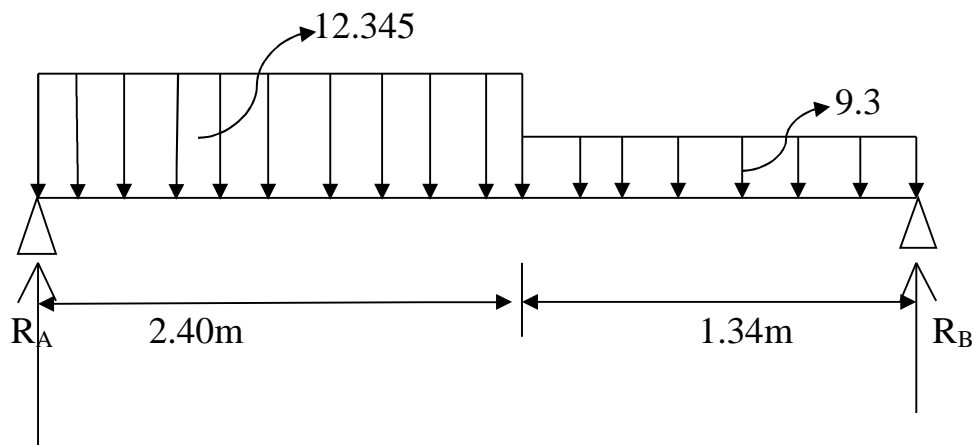
$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35,27 \text{ cm}$$

D'après (Art A.6.1,253/BAEL 91 modifiées 99) si la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $(0.4L_s). L_c = 0.4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm}$ .

**On opte pour un encreage de 15cm ( $L_c = 15 \text{ cm}$ ).**

**Calcul des moments et les efforts tranchants à L'ELS :**

- **Calcul des réactions d'appuis :**



$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Sigma M/A = (R_B \times 3.74) - (12.345 \times 2.40 \times \frac{2.40}{2}) - (9.3 \times 1.34 \times (\frac{1.34}{2} + 2.40)) = 0$$

$$\Sigma M/A = (R_B \times 3.74) - 35.55 - 38.26 = 0 \quad R_B = 19.74 \text{ kN}$$

$$\Sigma F = 0$$

$$\Sigma F = R_A + R_B - (12.345 \times 2.40) - (9.3 \times 1.34) = 0$$

$$R_A = 42.09 - R_B = 22.35 \quad R_A = 22.35 \text{ kN}$$

**Calcul les efforts tranchants et les moments fléchissant:**

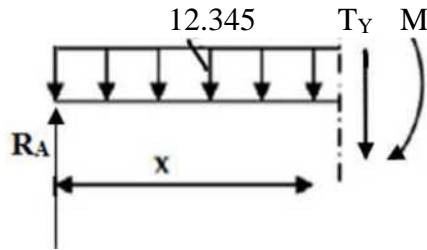
**1er tronçon :  $0.00 \text{ m} \leq x \leq 2.40 \text{ m}$  :**

- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = -12.345 x + 22.35$$

Pour  $x = 0.00 \text{ m}$   $T_y = +22.35 \text{ kN}$

Pour  $x = 2.40 \text{ m}$   $T_y = -7.278 \text{ kN}$



- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = -12.345 \frac{x^2}{2} + 22.35 x$$

Pour  $x=0.00$  m  $M_z = 0.00$  kN.m

Pour  $x=2.40$  m  $M_z = 18.09$  kN.m

- Calcul du moment maximum en travée :

- Calcul de la distance  $x_{tm}$  où le moment est maximum :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \quad -12.345x + 22.35 = 0$$

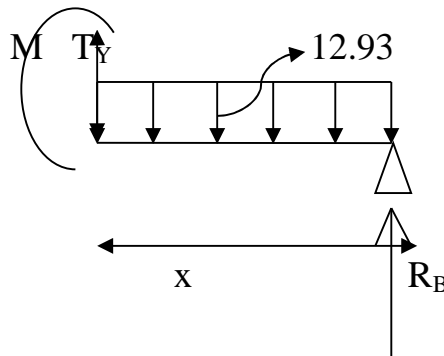
$$x_{tm} = 1.8 \text{ m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur :  $x_{tm} = 1.8$  m.

Donc :  $M_{zmax} = 20.23$  kN.m

**2ème tronçon :  $0.00 \text{ m} \leq x \leq 1.30 \text{ m}$  :**

L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :



$$T_y = 9.3x - 19.74$$

Pour  $x=0.00$  m  $T_y = -19.74$  kN

Pour  $x=1.34$  m  $T_y = -7.278$  kN

$$M_z = -9.3 \frac{x^2}{2} + 19.74x$$

Pour  $x=0.00$  m  $M_z = 0.00$  kN.m

Pour  $x=1.34$  m  $M_y = 18.10$  kN.m

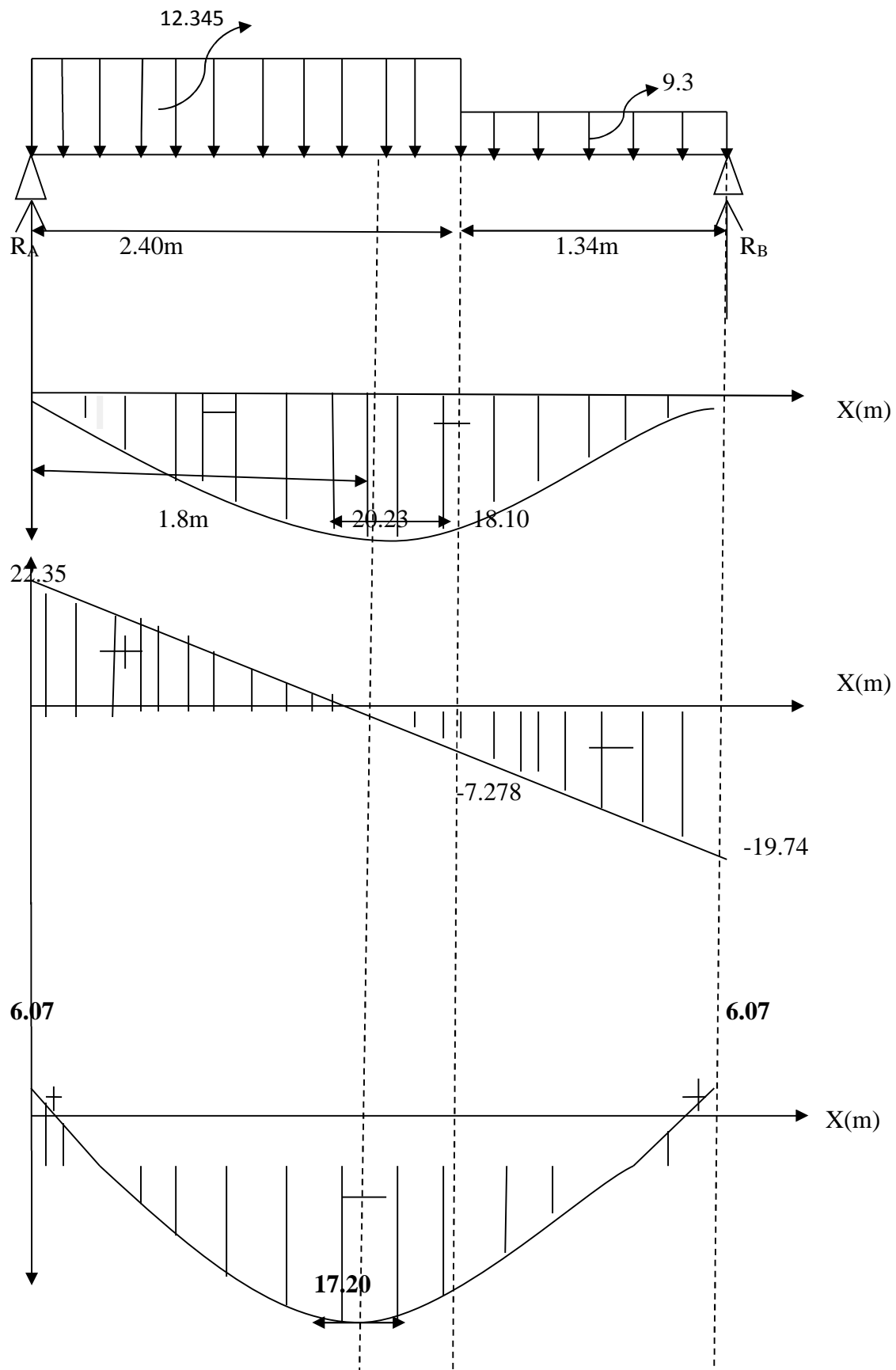
**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on porte une correction pour le moment.  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée de (-0,3) et (0,85) respectivement.

**En appui (A) et (B) :  $M_A = M_B = - 0,3M_{\max} = - 0,3 (20.23) = -6.07\text{KN.m}$ .**

**En travées :  $M_t = 0,85M_{\max} = 0,85 (20.23) = 17.20\text{KN.m}$ .**

➤ Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant



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

❖ **Vérification à l'ELS :**

**a) État limite à la résistance à la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

**1. En travée :**

$$\rho = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 7,92}{100 \times 16} = 0,495 \quad \beta_1 = 0,894 \quad K_1 = 32,17$$

**\*Vérification de la contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_d A_t} = \frac{17,20 \times 10^3}{0,894 \times 16 \times 7,92} = 151,826 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

**\*Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{151,826}{32,17} = 4,72 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

**2. Aux Appuis :**

$$\rho = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 16} = 0,196 \quad \beta_1 = 0,928 \quad K_1 = 54,44$$

**\*Vérification de la contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_d A_a} = \frac{6,07 \times 10^3}{16 \times 0,928 \times 3,14} = 130,2 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

**\*Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{130,2}{54,44} = 2,4 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

**b) Etat limite de déformation:**

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

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

$$2. \frac{A_s}{b d} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

$$3. \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0,18}{3,74} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition non vérifiée.}$$



🚦 Donc on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^a \times L^2}{384 \times E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$E_v$  : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

$$q_s = \max \{ 12.345 \text{ kN/ml} ; 9.3 \text{ kN/ml} \} = 12.345 \text{ kN/ml.}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$S_{xx}$  : Moment statique. tel que :  $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée ;

$$B_0 = b \times h + 15A_t$$

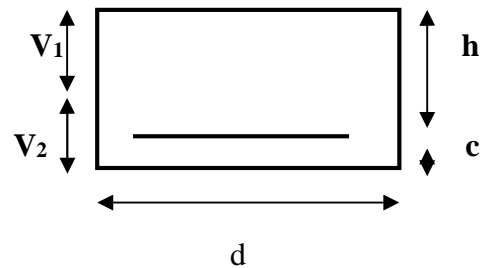
$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 7.92 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 7.92} = 9.43 \text{ cm}^2$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.43 = 8.57 \text{ cm}$$

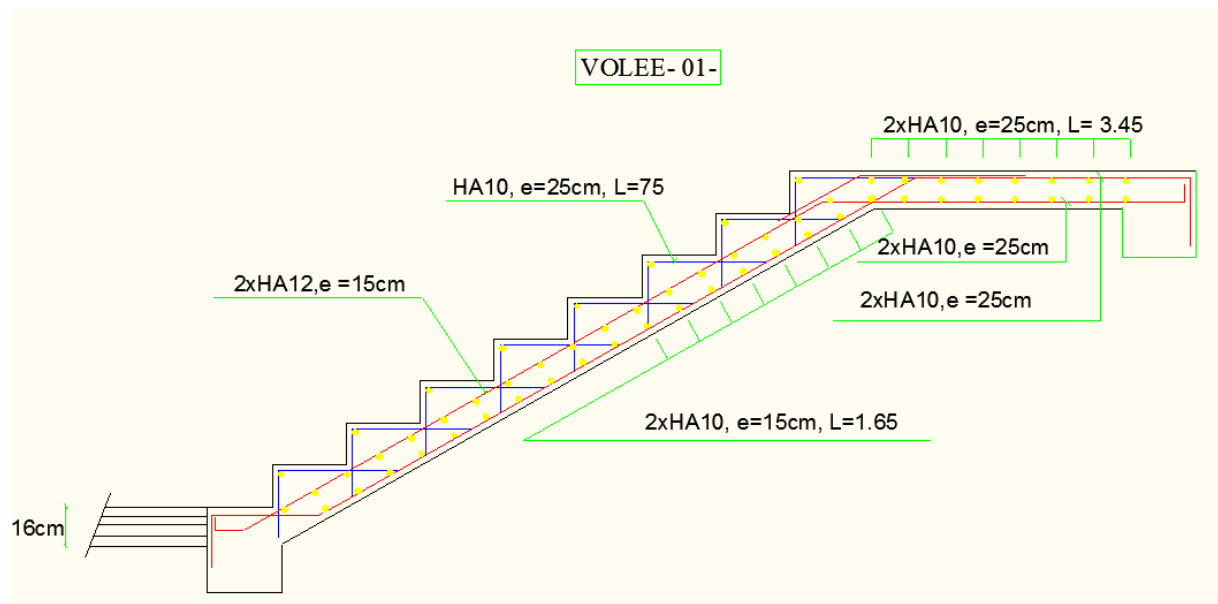
$$I = \frac{100}{3} \times (9.43^3 + 8.57^3) + 15 \times 7.92 \times (8.57 - 2)^2 = 540606.81 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{17.20 \times 3.14^2}{10 \times 10818.86 \times 10^3 \times 540606.81 \times 10^{-8}} = 2.9 \times 10^{-4} <$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{314}{500} = 0.628 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$



### Le ferrailage de l'escalier :



## 6. Poutres Palière

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec:

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

ht : hauteur de la poutre

### 1. Poutres Palière

L = 325cm.

$$\frac{325}{15} \leq h_t \leq \frac{325}{10} \rightarrow 21,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 32,5 \text{ cm} \rightarrow h_t = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 (modifiée en 2003) **ht** doit être supérieur ou égale à 30 cm.

Soit :  $h_t = 30 \text{ cm}$ .

### Largeur:

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$0,4 \times (30) \leq b \leq 0,7 \times (30) \quad 12 \leq b \leq 21$$

Selon le RPA 99 (modifier en 2003) **b** doit être supérieur ou égale à 20cm.

**Soit :**

B=20 cm

Poutre Palière (30 ; 20)cm<sup>2</sup>.

### Vérification aux exigences du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{ll} h = 30 \geq 30 & \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ b = 20 \geq 20 & \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 & \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

#### Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière :

- Poids propre de la poutre  $G = 0,35 \times 0,40 \times 25 = 3,5 \text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU :  $R_B = 18,85 \text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS :  $R_B = 19,74 \text{ KN/ml}$

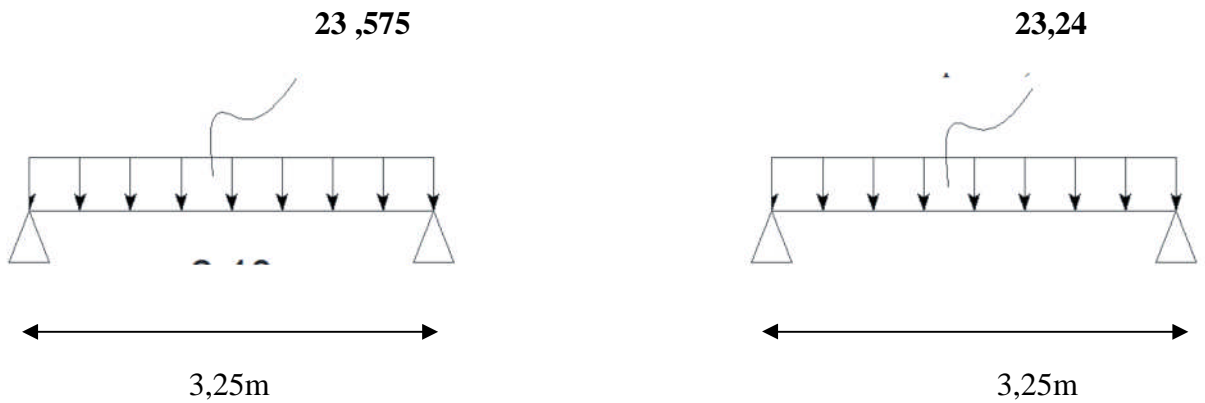
#### Combinaison de charge :

$$\text{ELU: } q_u = 1,35 \times G + T_u = 1,35 \times 3,5 + 18,85$$

$$q_u = 23,575 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + T_s = 3,5 + 19,74$$

$$q_s = 23,24 \text{ KN/ml}$$



**Figure III.31 : Schéma statiques de la poutre palière suivant les deux états : l'ELU et l'ELS.**

#### Calcul à l'ELU :

##### Combinaison de charges

➤ poids propre de la poutre à l'ELU =  $1,35 \times G = 1,35 \times 3,5 = 4,725 \text{ KN/ml}$

➤ réaction de la poutre à l'ELU  $R_B = 18,85 \text{ KN/ml}$

$$q_u = (1,35 \times 3,5 + 18,85) = 23,575 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction d'appuis } R_A = R_B = \frac{q \times l}{2} = \frac{23,575 \times 3,25}{2} = 38,31 \text{ KN/ml.}$$

Donc  $R_A = R_B = 38,31 \text{ KN/ml.}$

#### Effort tranchant :

$$T_y(x) = 23,575x - 38,31$$

$$x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y(0\text{m}) = 38,31 \text{ KN}$$

$$x = 3,25 \text{ m} \Rightarrow T_y(3,25\text{m}) = -38,31 \text{ KN}$$

#### Moment fléchissant :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u}{8} \times L^2 = \frac{23,575}{8} \times 3,25^2 = 31,126 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

✓ **Moment en travée :**  $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 31,126 = 26,46 \text{ KN.m}$

✓ **Moment aux appuis :**  $M_a = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 31,126 = -9,34 \text{ KN}$

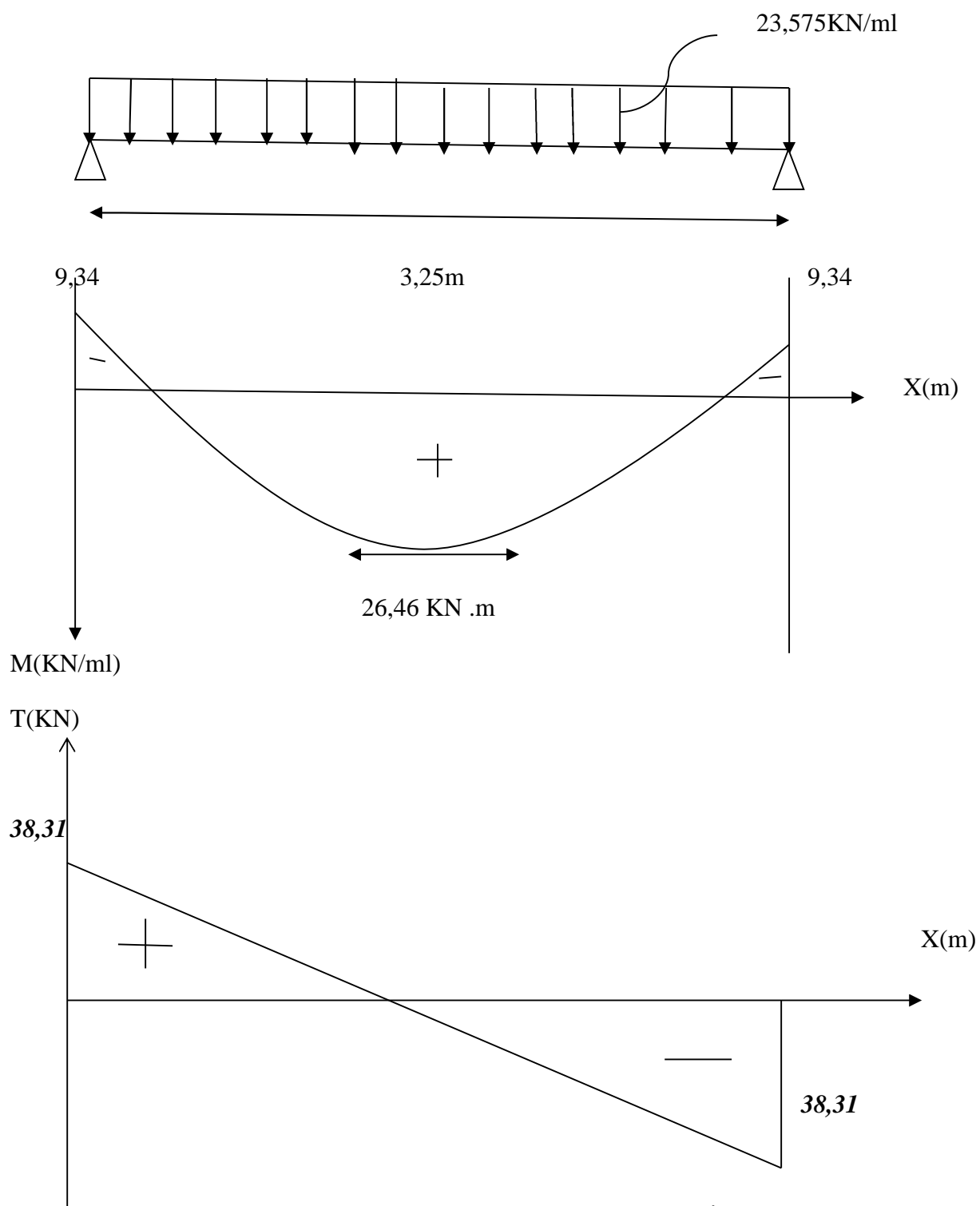


Fig III.32 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

#### Calcul des armatures :

b = 20cm; c = 2cm; h=30cm; d = h – c =30-2=28cm.

#### Armature longitudinale :

#### Armatures aux appuis ;

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1.5} = 14,2 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{9,34 \times 10^3}{20 \times 14,2 \times 28^2} = 0,042 < \mu_u = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,042 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,34 \times 10^3}{0,979 \times 28 \times 348} = 0,979 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14/ml** ( $A_a = 4,62 \text{ cm}^2$ ).

#### 2-En travées : ( $M_t = 26,46 \text{ KN.m}$ )

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{26,46 \times 10^3}{20 \times 14,2 \times 28^2} = 0,118 < \mu_u = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,051 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,937$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26,46 \times 10^3}{0,937 \times 28 \times 348} = 2,90 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14** ( $A_t = 4,62 \text{ cm}^2$ ) .

**G) Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91):**

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 20 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**  $A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,676 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

**En travée :**  $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,676 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- **Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91: Art A.5.1, 211)**

On doit vérifier que :  $t_u \leq \bar{t}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \quad \text{on } T_{max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{23,575 \times 3,25}{2} = 38,31 \text{ KN}$$


( $T_{umax}$ : effort tranchant maximal.)

$$t_u = \frac{38,31 \times 1000}{200 \times 280} = 0,295 \text{ Mpa}$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,2 F_{CJ}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$t_u = 0,295 \text{ Mpa} \leq \bar{t}_u = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL99, Art A.5.1.31):**

 **Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \times F_{t28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 28 = 25,2 \text{ cm}$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,252 \times 0,20}{1,5} = 336 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 38,31 \text{ KN} < V_u = 336 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

 **Influence sur les armatures :**

Il faut avoir :

$$A_a \geq \left( T_{max} + \frac{M_a}{0,9 \times 28} \right) \times \frac{1,15}{400} = \left( 38,31 + \frac{9,34 \times 10^2}{0,9 \times 28} \right) \times \frac{1,15}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 \geq 0,217 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



▪ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL99, Art A.6.1.3):**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$  pour HA:  $\Psi_s = 1,5$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \theta = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,19 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{38,31 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 1319} = 0,115 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

**Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\theta t \leq \begin{cases} \theta t \\ \frac{b}{10} \\ \frac{h}{35} \end{cases} = \min \begin{cases} 14 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \\ 8,571 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\theta t = 8 \text{ mm} < 8,57 \text{ mm.} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Ecartement des barres :**

D'après le règlement (RPA99, Art 7.5.2.2), on obtient en :

**Zone nodale :**

$$S_t \leq \begin{cases} \frac{h}{4} \\ 12\theta \end{cases} = \begin{cases} 7,5 \text{ cm} \\ 18,48 \text{ cm} = 7,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

**Zone courante (travée) :**

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

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

**Remarque :**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 7 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

#### H) Vérification à l'ELS :

On a :  $q_s = 23,24 \text{ KN/ml}$

$$\text{Réaction d'appuis } RA = RB = \frac{q \times l}{2} = \frac{23,24 \times 3,25}{2} = 37,77 \text{ KN/ml.}$$

Donc  $RA = RB = 37,77 \text{ KN/ml.}$

#### Effort tranchant :

$$T_y(x) = 23,24x - 37,77$$

$$x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y(0\text{m}) = 37,77 \text{ KN}$$

$$x = 3,25 \text{ m} \Rightarrow T_y(3,25\text{m}) = -37,76 \text{ KN}$$

#### Moment fléchissant :

$$M_0 = M_{max} = \frac{qu}{8} \times L^2 = \frac{23,24}{8} \times 3,25^2 = 30,68 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

✓ **Moment en travée :**  $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 30,68 = 26,08 \text{ KN.m}$

✓ **Moment aux appuis :**  $M_a = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 30,68 = -9,20 \text{ KN.m}$

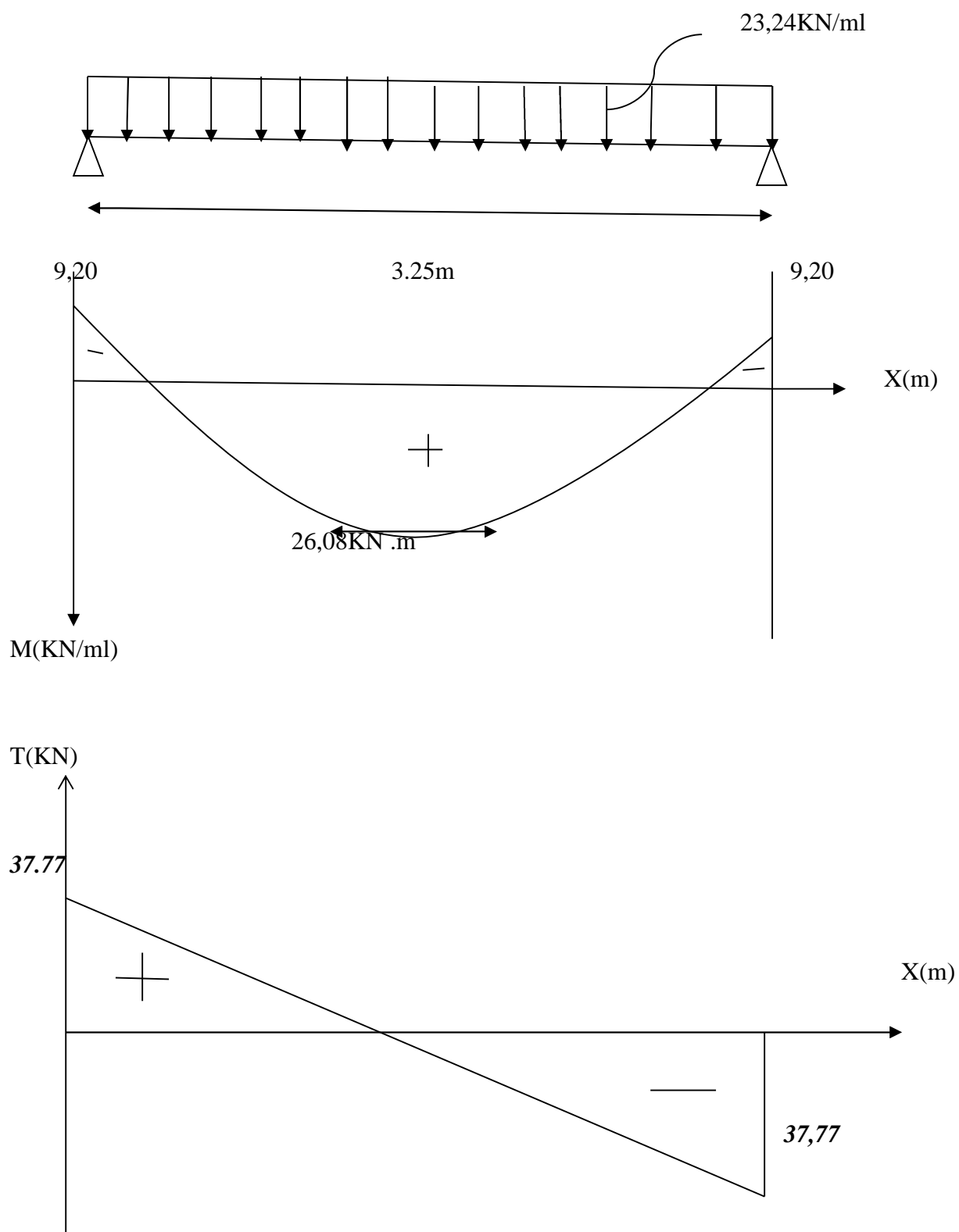


Fig III.33 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

**1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

**Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression est limitée à :

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 28} = 0.825 \quad \left\{ \begin{array}{l} k_1 = 23.46 \\ \beta_1 = 0.870 \end{array} \right.$$

**En travée :**

 **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta d A_t} = \frac{26,08 \times 10^3}{0.870 \times 28 \times 4.62} = 231.73 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

 **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{231.73}{23.46} = 9.88 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

**Aux appuis :**

 **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A_t} = \frac{9,20 \times 10^3}{0.870 \times 28 \times 4.62} = 81.75 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

 **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{81.75}{23.46} = 3.48 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.} \quad \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

**Etat limite d'ouverture des fissurations (BAEL99, Art.6.3) :**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est à effectuer.

▪ **Etat limite de déformation (BAEL 99 Art B.6.5.2) :**

Les règles (Art B.6.5.2/ BAEL99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

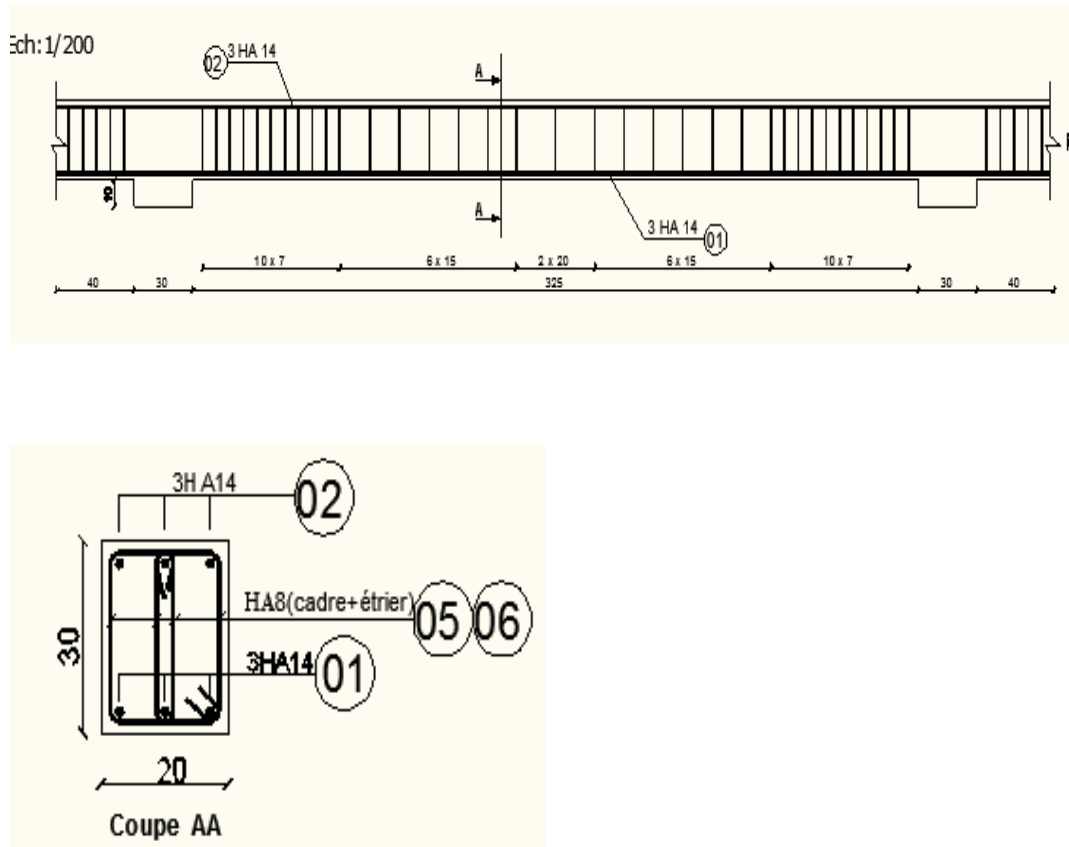
$$1 / \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \iff \frac{30}{325} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$2 / \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \iff \frac{30}{325} = 0,1 \geq \frac{26,08}{10 \times 26,08} = 0,1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$3 / \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \iff \frac{462}{200 \times 280} = 0,00825 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad (\text{condition vérifiée})$$

La condition est vérifiée donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Son schéma de ferrailage est donné par la figure suivante:**



**Fig III.33 : schéma de ferrailage de la Poutres Palière**

# Chapitre IV

présentation du logiciel l'ETABS

### **W IV. Présentation de l'ETABS**

#### **IV.1) Introduction :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

#### **IV.2) Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

#### **IV.3) Description du logiciel ETABS.**

*ETABS* est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge

automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000*, *ROBOT* et *SAFE*).

### **Rappel :(terminologie)**

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

### **IV.4) Manuel d'utilisation de L'ETABS :**

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS





### IV-5) : Etapes de modélisation :

#### IV .5.1) : Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

##### a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.

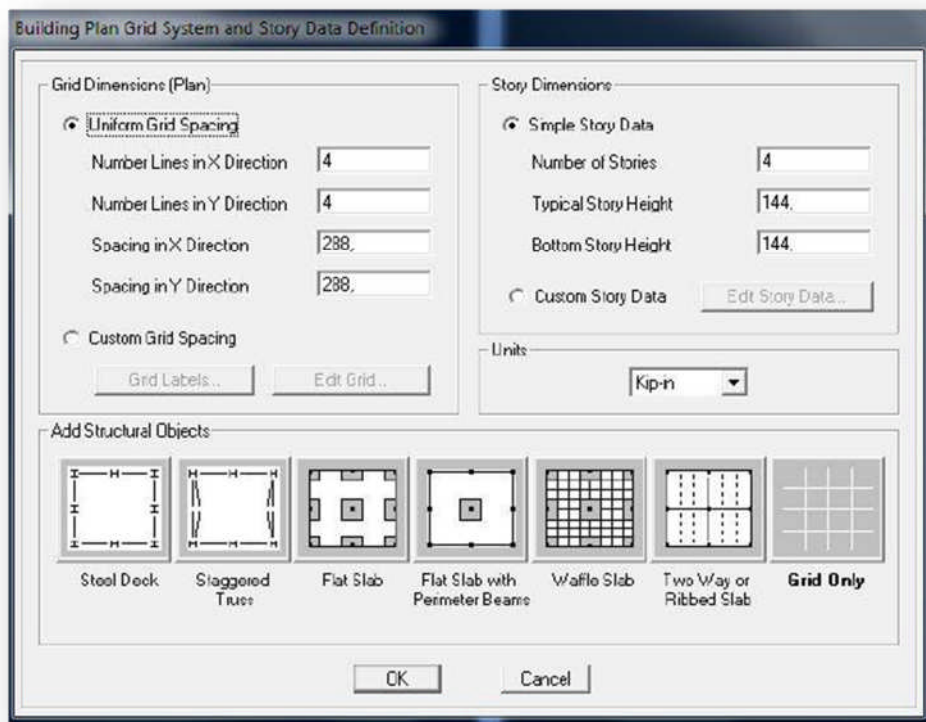
Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



##### b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

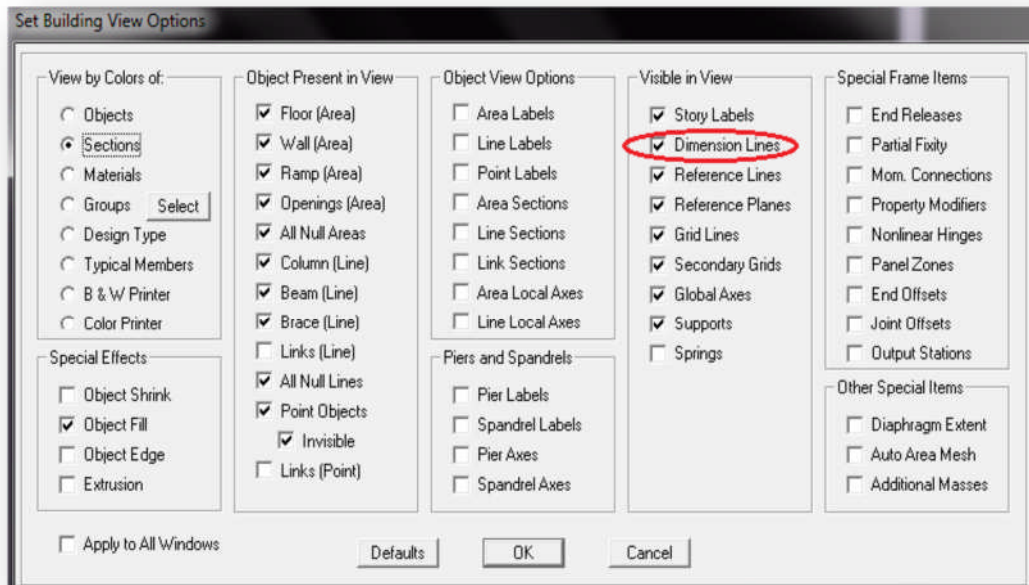
- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

### c) Vérification des dimensions :

**View** → **set building view options**



### d) Modélisation de la géométrie de base :

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et le mettre au centre de la structure et ce à partir de menu (**View - Change axes location**) une boîte de dialogue sera apparaître, dans cette dernière on peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position en injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.

**Define Grid Data**

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	-1.63	Primary	Show	Top	
2	A	0.	Primary	Show	Top	
3		0.18	Primary	Hide	Top	
4		0.95	Primary	Hide	Top	
5		2.13	Primary	Hide	Top	
6		2.88	Primary	Hide	Top	
7	B	3.05	Primary	Show	Top	
8	C	6.05	Primary	Show	Top	
9		6.23	Primary	Hide	Top	
10		7.55	Primary	Hide	Top	

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	c	-1.5	Primary	Show	Left	
2	1	0.	Primary	Show	Left	
3		0.2	Primary	Hide	Left	
4		0.8	Primary	Hide	Left	
5		4.35	Primary	Hide	Left	
6	2	4.55	Primary	Show	Left	
7	3	9.15	Primary	Show	Left	
8		12.45	Primary	Hide	Left	
9	4	13.85	Primary	Show	Left	
10		15.4	Primary	Hide	Left	

Units: KN-m

Display Grids as:  
☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines  
☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color  
 Reorder Ordinates

OK Cancel

**Story Data**

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	ETG7	2.86	29.51	No	NONE	No	0.
10	ETG6	2.86	26.65	No	ETG4	No	0.
9	ETG5	2.86	23.79	No	ETG4	No	0.
8	ETG4	2.86	20.93	Yes		No	0.
7	ETG3	2.86	18.07	No	ETG1	No	0.
6	ETG2	2.86	15.21	No	ETG1	No	0.
5	ETG1	2.86	12.35	Yes		No	0.
4	RDC	3.74	9.49	No	SS2	No	0.
3	SS1	2.89	5.75	No	SS2	No	0.
2	SS2	2.86	2.86	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 2.86 Reset  
 Master Story: No Reset  
 Similar To: NONE Reset  
 Splice Point: No Reset  
 Splice Height: 0 Reset

Units: Change Units: KN-m

OK Cancel

Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément corresponde une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille: on double cliquant sur n'importe quelle grille: on aura une boîte de dialogue :

-Cocher la case **spacing** et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions.

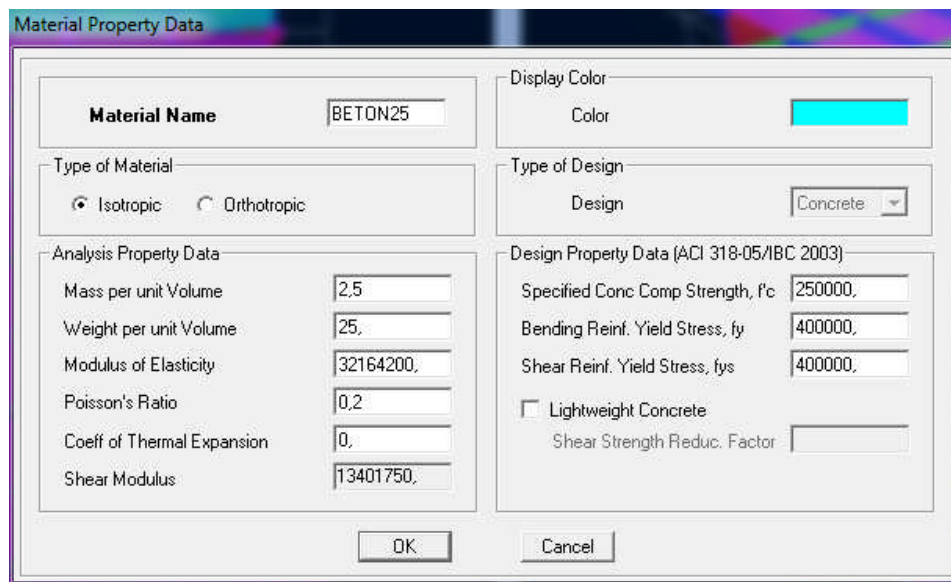
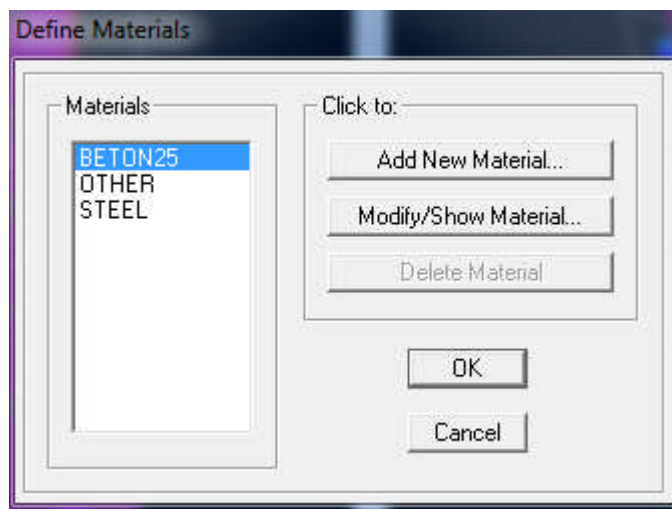
-Enfin on valide avec OK

**Propriétés mécanique du matériau utilisé :**



define → materials properties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (béton « conc ») :



### IV-5.2) : Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser.

#### **a) Choix des sections :**

Il existe une multitude de section prédéfinie dans ETABS. Il est possible, par exemple, de choisir parmi une longue liste de profilés en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas « standard », il faut d'abord définir de nouvelles propriétés de sections pour les poutres, voiles.... Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants. Pour notre cas on a des voiles et dalles pleine.

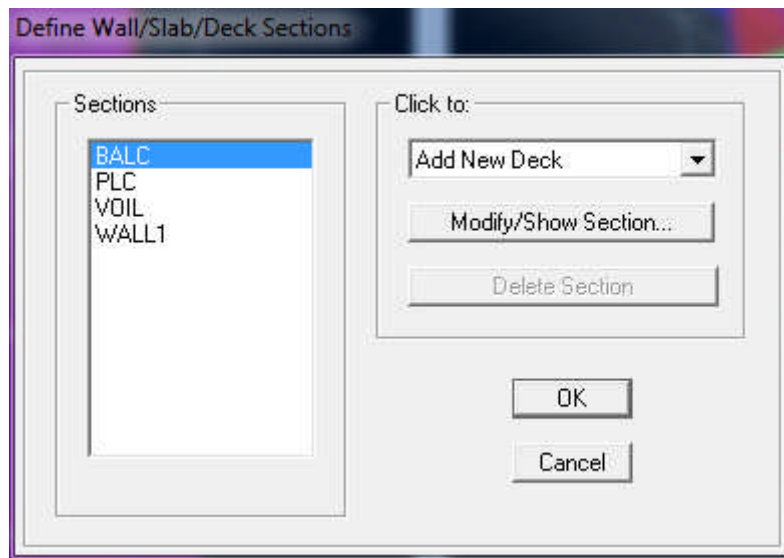
#### **b) Définition des sections :**

- *Pour définir les voiles*

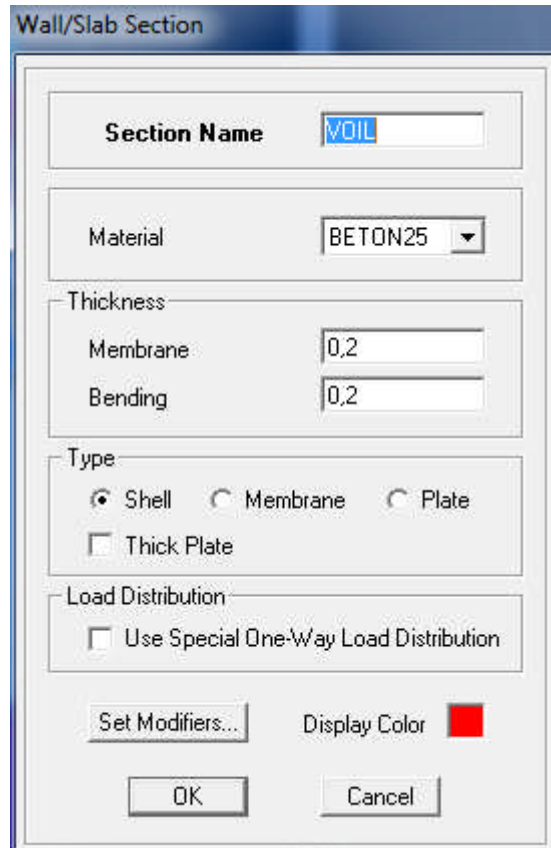
Dans le menu déroulant choisir



:Define→wall/slab/deck section out




La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :



The image shows a dialog box titled "Wall/Slab Section". It contains several input fields and options:

- Section Name:** A text box containing "VOIL".
- Material:** A dropdown menu showing "BETON25".
- Thickness:** Two sub-fields: "Membrane" and "Bending", both containing the value "0,2".
- Type:** Three radio buttons: "Shell" (selected), "Membrane", and "Plate". There is also a checkbox for "Thick Plate" which is unchecked.
- Load Distribution:** A checkbox for "Use Special One-Way Load Distribution" which is unchecked.
- Buttons:** "Set Modifiers...", "Display Color" (with a red color swatch), "OK", and "Cancel".

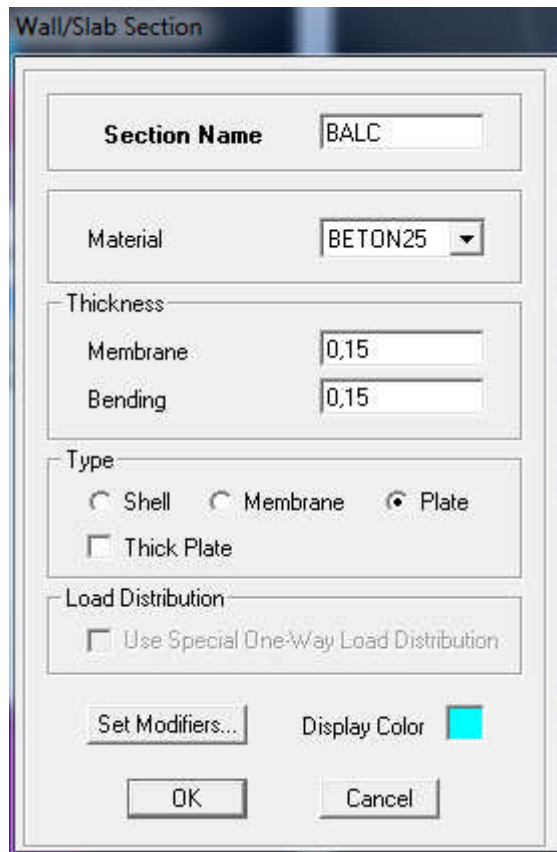
Pour ajouter des voiles :

- Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontales dans la fenêtre de travail.

-Pour tracer le voile librement on choisit  .

- *Pour définir les dalles pleines*

Define puis wall/slab/deck section → Add New Slab



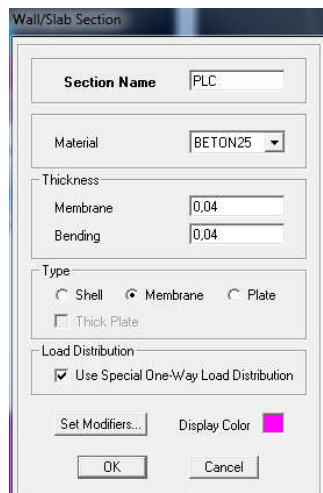
The 'Wall/Slab Section' dialog box is shown with the following settings:

- Section Name: BALC
- Material: BETON25
- Thickness:
  - Membrane: 0,15
  - Bending: 0,15
- Type:
  - Shell: ☐
  - Membrane: ☐
  - Plate: ☒
  - Thick Plate: ☐
- Load Distribution:
  - Use Special One-Way Load Distribution: ☐
- Buttons: Set Modifiers..., Display Color (cyan square), OK, Cancel

- *Pour définir les plancher*

Define puis wall/slab/deck section

Add new deck



The 'Wall/Slab Section' dialog box is shown with the following settings:

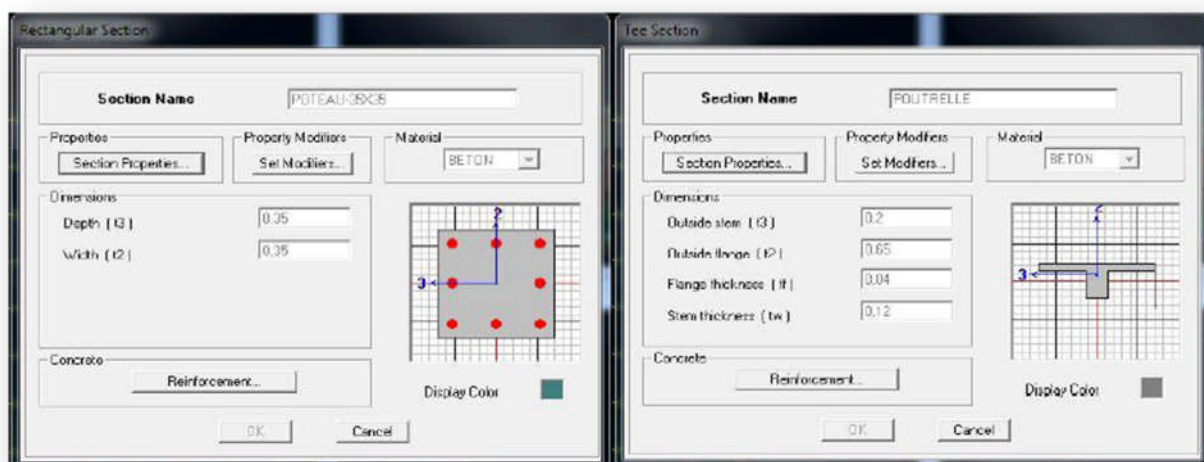
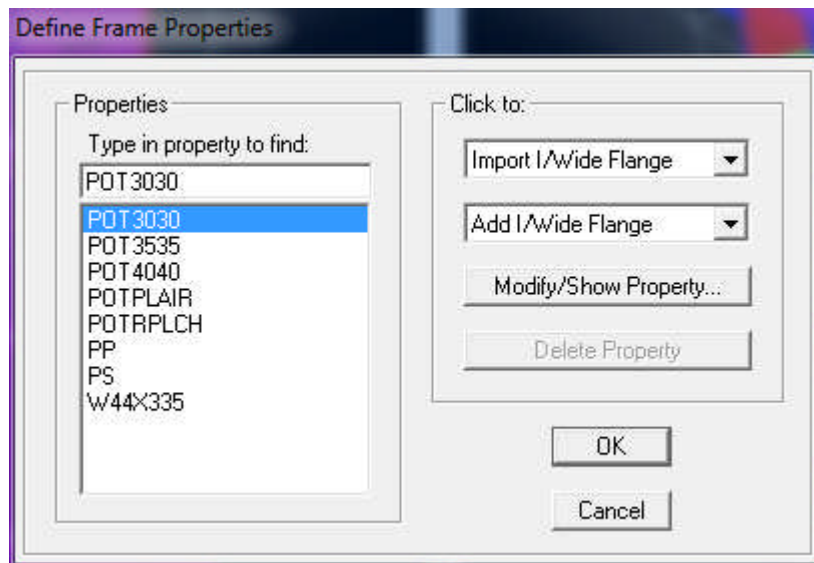
- Section Name: PLC
- Material: BETON25
- Thickness:
  - Membrane: 0,04
  - Bending: 0,04
- Type:
  - Shell: ☐
  - Membrane: ☒
  - Plate: ☐
  - Thick Plate: ☐
- Load Distribution:
  - Use Special One-Way Load Distribution: ☒
- Buttons: Set Modifiers..., Display Color (magenta square), OK, Cancel

- *Poutres et poteaux :*

Define → frame sections ou (  )

Icône properties → on sélection tout → delete property

Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.




**Remarque :** lors de l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :  
pour les poteaux → column, et pour les poutres → Beam,





### c) Affectation des sections aux éléments des portiques :

Il faut se mettre sur la vue en plan et introduire :


- **Les poutres :** Draw → Draw line objects → create lines in region 

- **Les poteaux:**

Draw → Draw line objects → create columns in region or at clicks (  ).


**Remarque:**  cette instruction nous permet aussi d'introduire les poteaux mais il faut se mettre en élévation.

- **Les dalles plaines:**

Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas  ,

Out (create areas at clicks  ).

- **Les voiles:**

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines (  ) mais il faut se mettre en élévation.


**Remarque :**

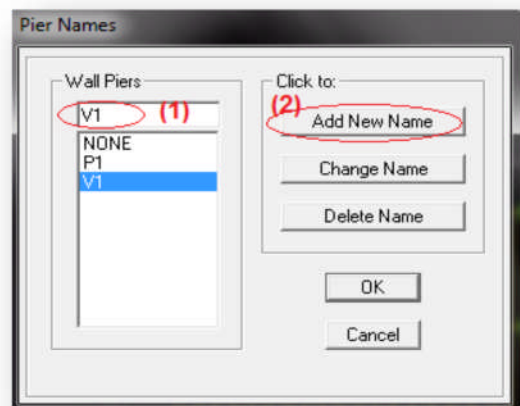
- ✓ Quand on modélise les voiles on doit modéliser leurs raidisseurs, pour les introduire on les définit comme des voiles avec les dimensions du poteau.
- ✓ Les voiles et leurs raidisseurs forment un seul élément, et pour les définir on doit:

- Sélectionner le voile et les raidisseurs.
- Poursuivre l'instruction suivante

Assigning → Shell/ Area → Pier Label  .

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide  dans la barre d'outil flottante qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.



- Dans la barre d'outils on clique sur **Define** puis **wall/slab/deck**

On choisit la section approprié aux éléments après sélectionné et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

*NB* : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils.

### **Remarque :**

Si les éléments de la structure sont les même pour tous les étages on peut créer pour un seul on sélectionne tout **Edit Replicate**, pour **x** et **y** c'est zéro et pour **z** c'est la hauteur d'étage.

### **IV-5.3): troisième étape**


Cette étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

#### **a) Appuis : (Restreints)**

- Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y .en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

- On attribue des appuis (**restreints**) avec le menu

**Assigne → joint/point**, puis

**Restreints (support)**, ou en cliquant sur 

- Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparait (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

- Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque.

- Pour les autres nœuds :

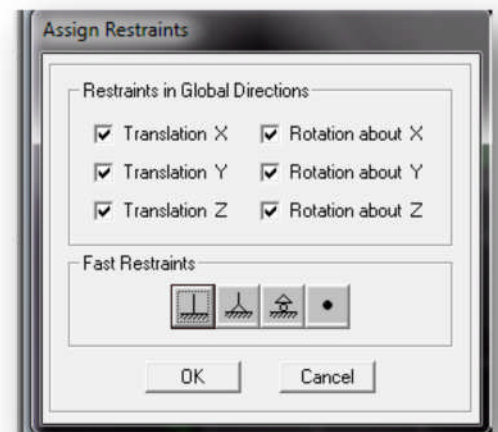
- Translation dans le sens de X (libérer Translation 1)(décoché)

- Translation dans le sens de Y (libérer Translation 2) (décoché)

- Rotation autour de Z (libérer Rotation about 3), (décoché)

- Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer Translation 3,

Rotation about 1 et Rotation about 2), (cochés)




**b) Définir l'action sismique :**

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excitée par le séisme dont cette masse égale :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

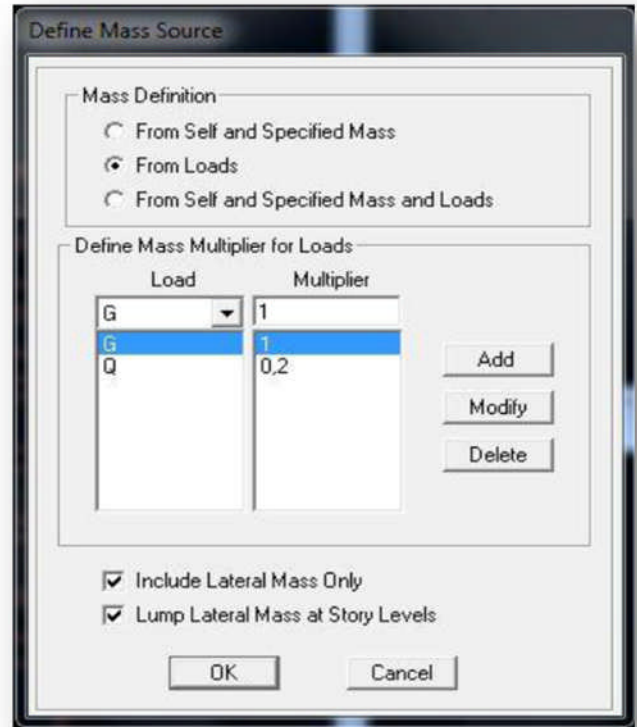
$\beta$  : Coefficient de pondération,  
 $\beta = 0.2$  L'instruction : **Define**→

**masse source** 

Nous permet d'introduire cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

**c) Diaphragme:**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide; on doit relier tous les Nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :



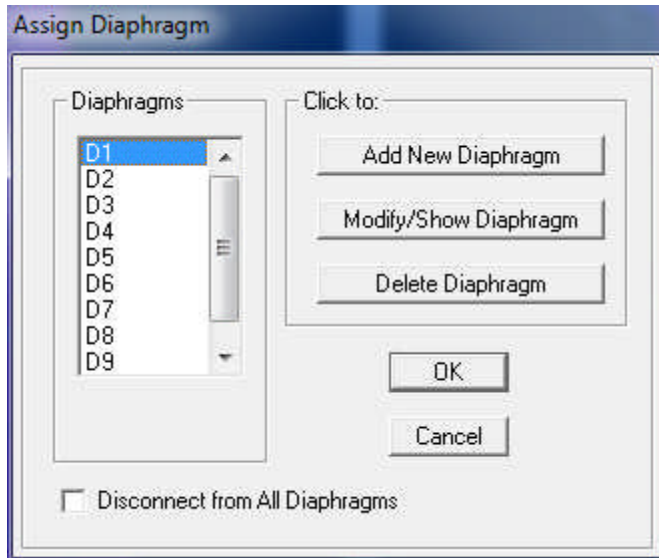
Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y (plan). Dans le menu déroulant :

**Assign/point-rigiddiaphragm** 

On choisit **Add New Diaphragm**→

On va l'appeler **D1** puis **ok**

puis **OK**



- On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les planchers.

### IV-5.4: quatrième étape :

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées à la structure à modéliser.

#### *a) Charge Statiques (G et Q):*

La structure est soumise à des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation Q

#### ▪ Charges permanentes G :

**Load Name** (nom de la charge)

**Type: DEAD** (permanent)

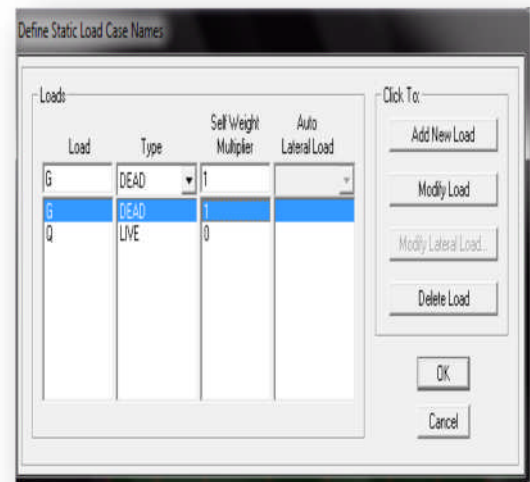
**Self-weight multiplier** (coefficient interne poids propre): **1**

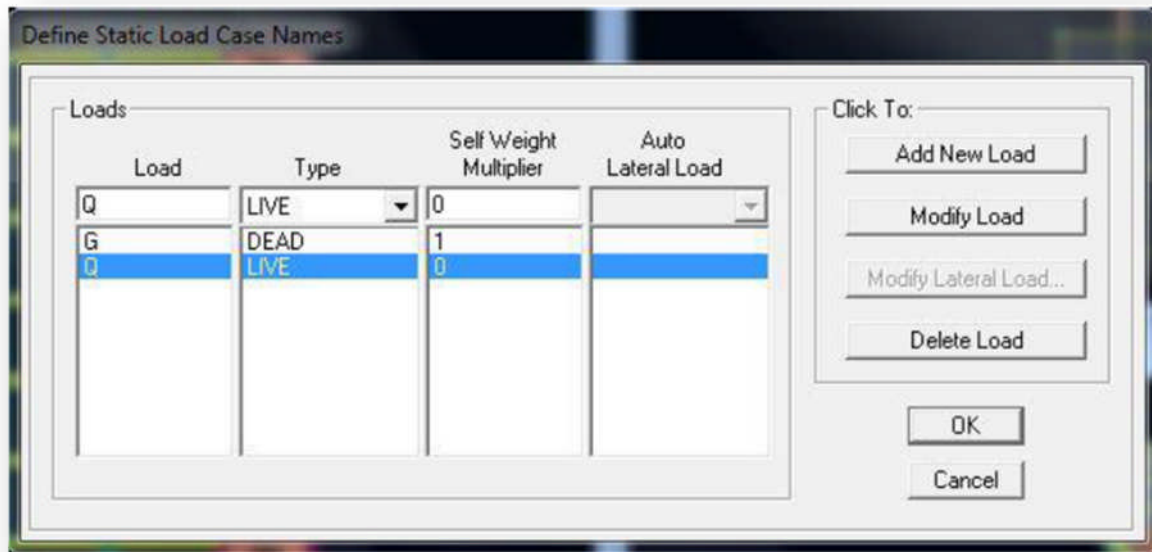
#### ▪ Surcharges d'exploitation Q:

**Load Name** (Nom de la charge): **Q**

**Type: LIVE** (exploitation)




**Self-weight multiplier** (coefficient interne poids propre): **0**

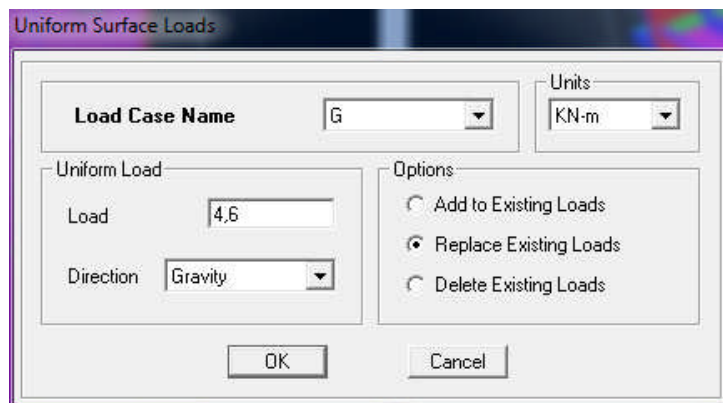


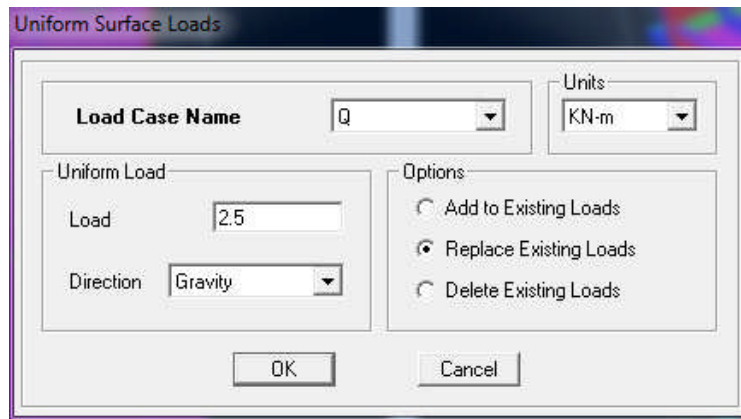


### ▪ Chargement:

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 )





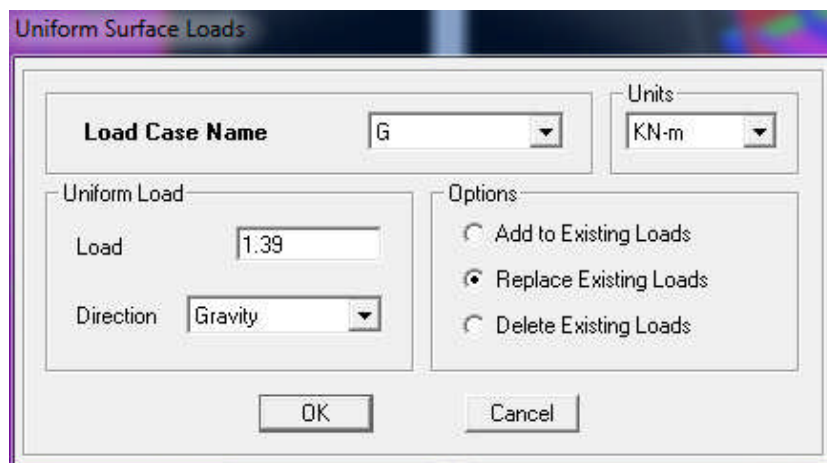
- **Pour les dalles pleines :**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m2 selon les axes locaux ou globaux.

Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines, et pour se faire:

- ✓ On sélectionne les dalles.

Assing → Shelle/ Area Loads→ Uniform.



**Remarque :** pour les charges permanentes des dalles pleines, il faut enlever leurs poids propres :

$$G_{dalle} = \rho_{\text{béton}} \times e_{\text{pdalle}}$$

- **Définition des matériaux :**

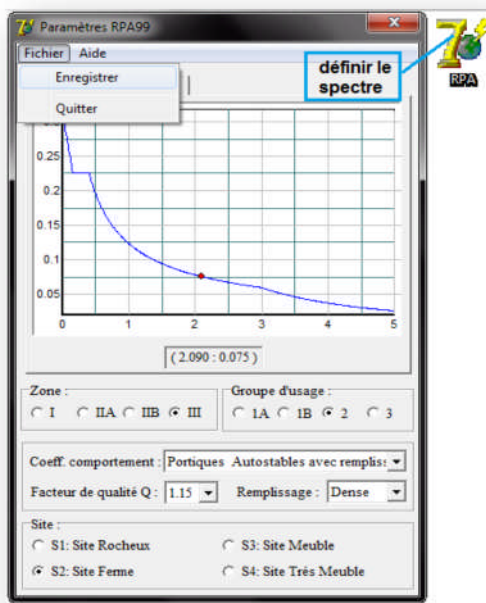
Define – Matériels 

-Pour l'ajout d'un nouveau matériau : Cliquer sur **Add new Material**

### Charge Sismique :

- **Spectre de réponse :**

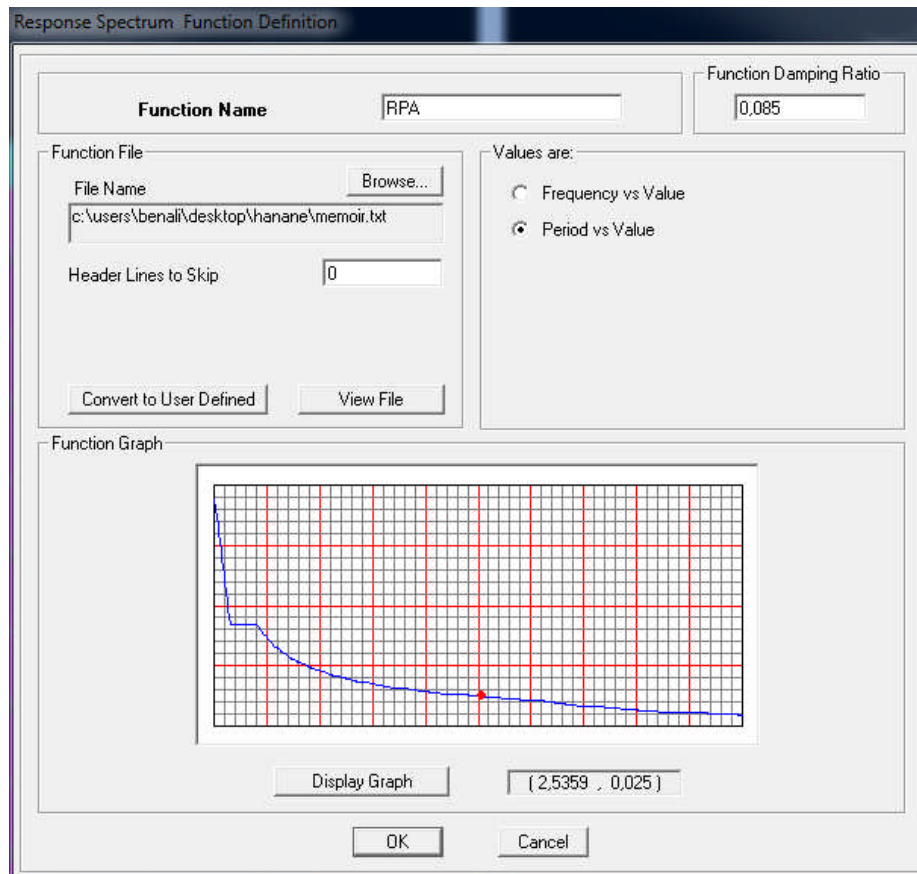
Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.



Pour définir le spectre de repense cliquer sur  la fenêtre suivante va apparaitre :

**Define** → **Response Spectrum Functions** 

Après ou clique sur **Add spectrum from file**

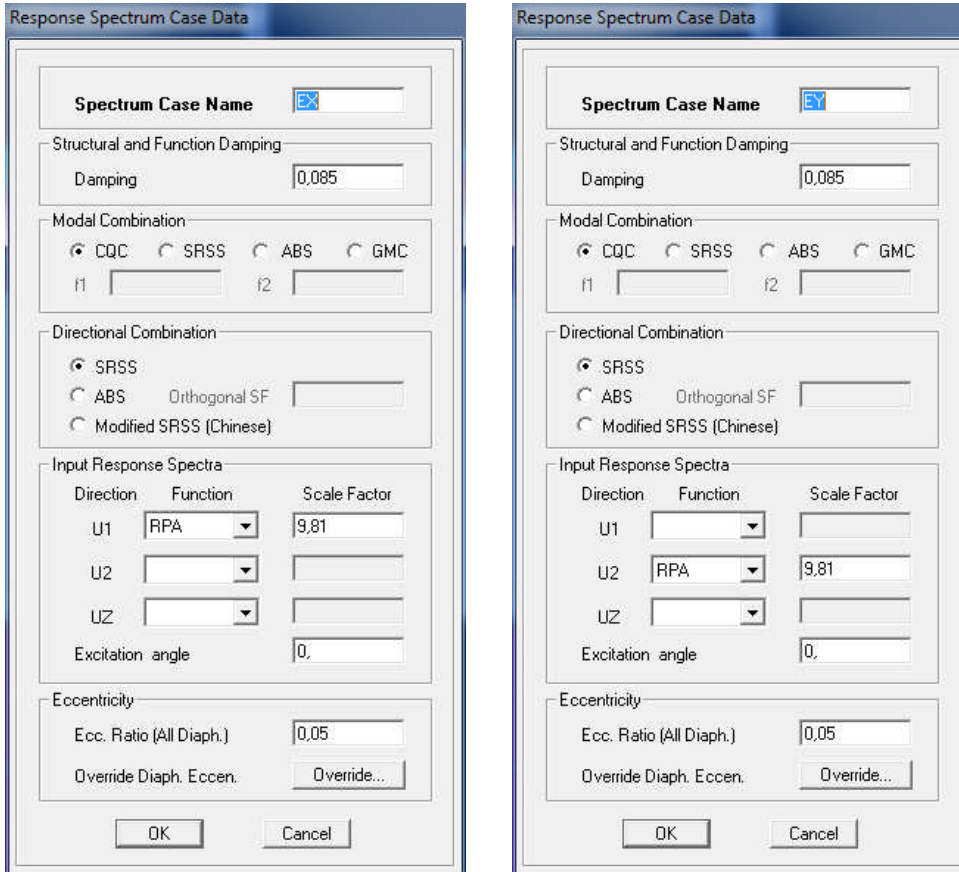




- **Chargement :**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à l'étape qui consiste à la définition du Chargement **E X et EY**(séisme), pour cela on clique sur :

**Define** →  **Responses spectrum cases** → **Add New Spectrum**



### V-5.5: cinquième étape :

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

**Define** → **Load combinations**



**Add new Comb.**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Comb**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour L'ELU (1.35G+1.5Q) :

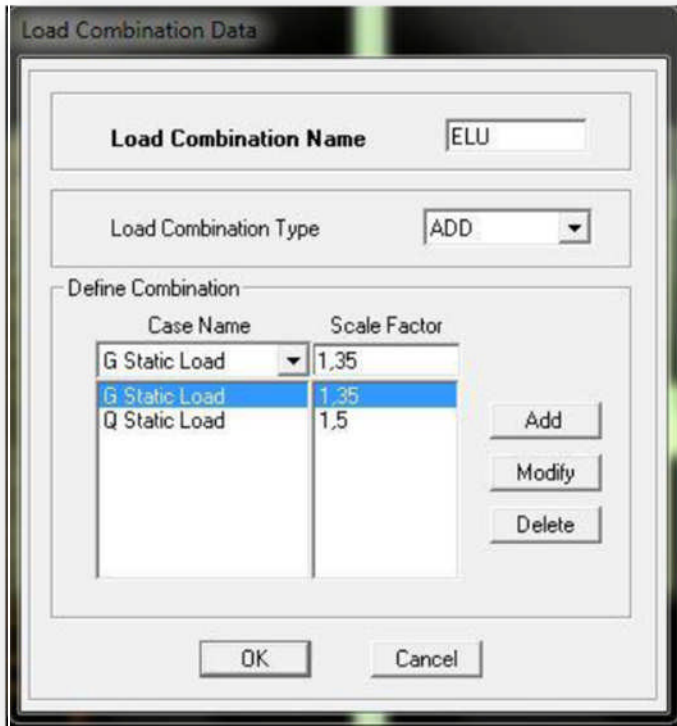
- Choisir **G** dans la **Case Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**
- Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations**

Les combinaisons accidentelles d'après RPA sont :

$G+Q\pm E$ ,  $0.8G\pm E$ ,  $G+Q\pm 1.2E$

D'après le BAEL les combinaisons de charges sont :

ELU :  $1.35G+1.5Q$ , ELS :  $G+Q$



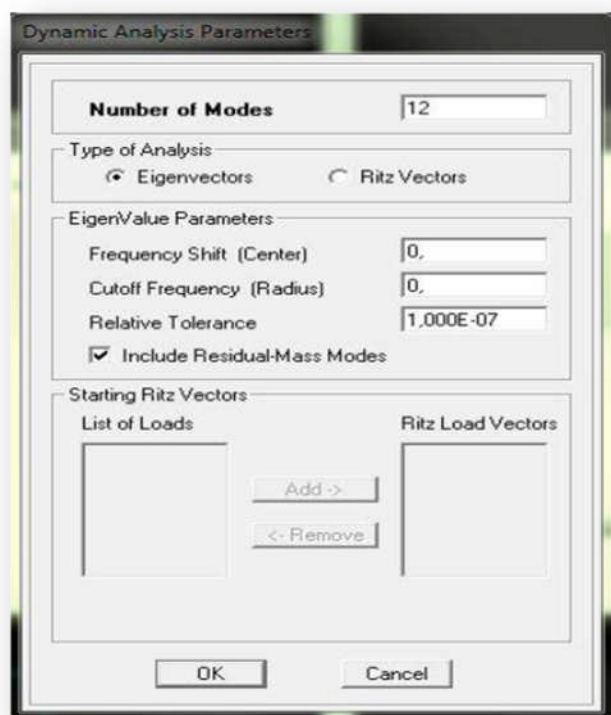
### V-5.6): sixième étape :

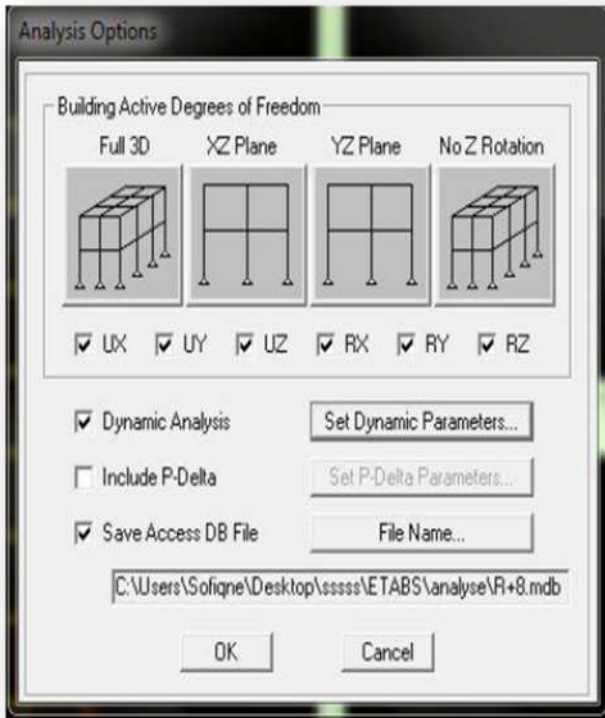
La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier données et d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

### Modes de vibration :

Analyze Set analyze → Options

Cliquer sur Set DynamicParameter





**Modes** et on valide avec OK, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**

### L'analyse :

- **Analyse dynamique**

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

- **Analyse modale**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures.

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

- **Analyse spectrale**

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complète Quadratique Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure

Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

- **Analyse dynamique temporelle**

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

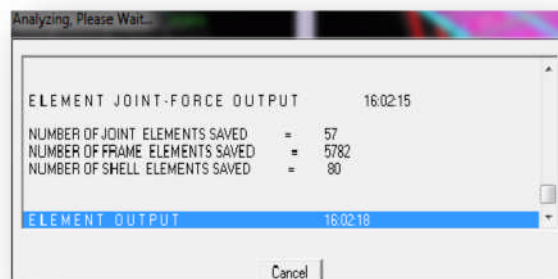
La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de  $0.1T$  ( $T$  étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis

### **V-5.7):septième étape :**

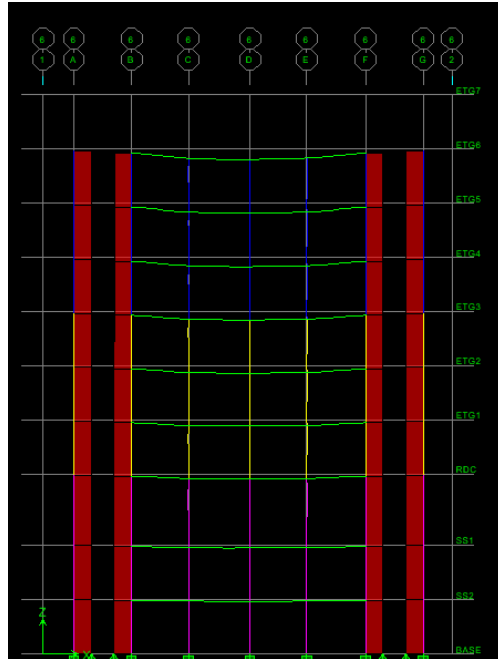
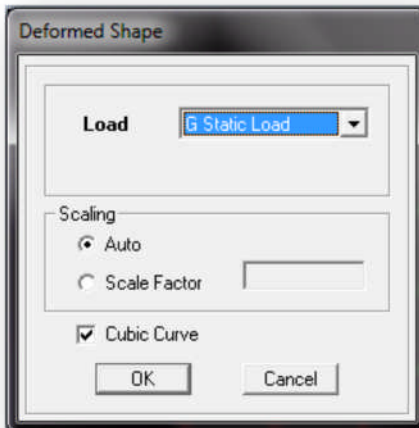
- **Exécution :**

**Analyze** → **Run**(f5) on clique sur  L'ETABS va demander un nom pour le fichier  
C'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant  
Avec : **File** → **Save as**.



- Déplacements 

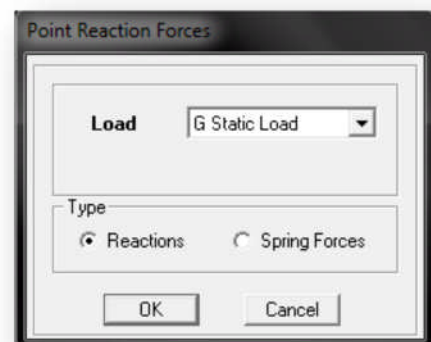
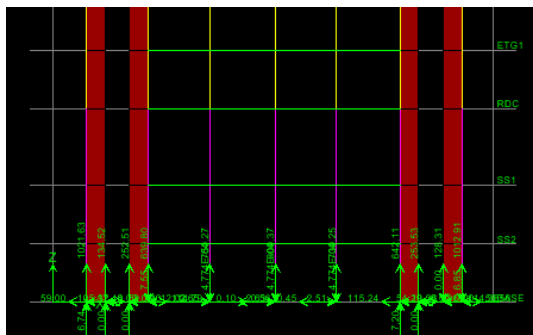
Display → show Deformedshape



Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées

- Visualisation des réactions 

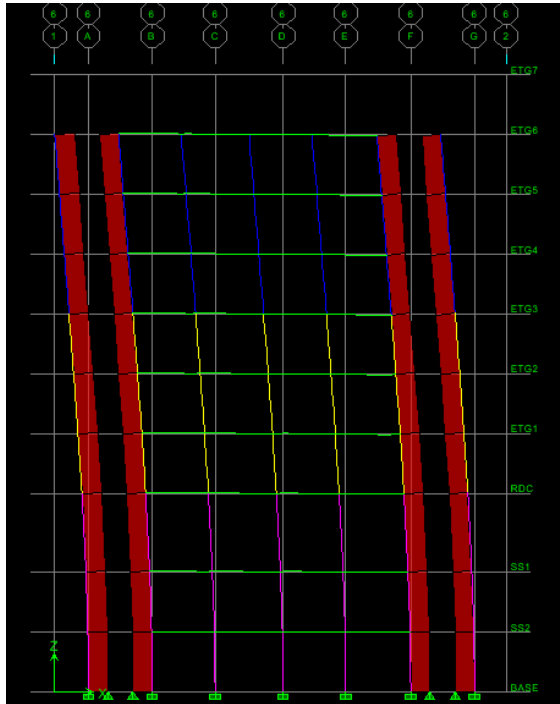
Display → show Member Forces /Stress Diagram →  
Support/ Springs Reaction.



- Visualisation des modes de vibration 

**Display → Show Mode Shepe**

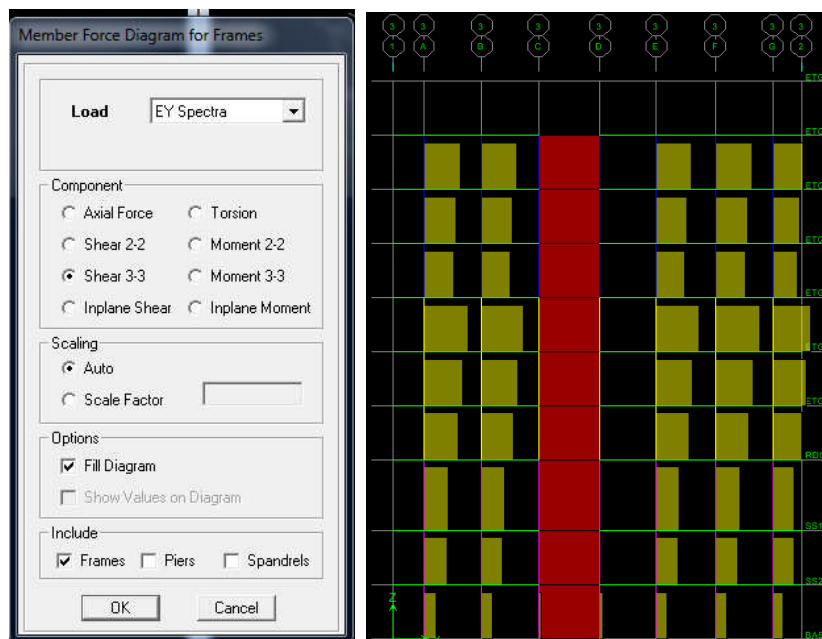
Les déformée des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace



- Visualisation des efforts internes

**Display → show Member Forces /stress Diagram → Frame /Pier/Spandrel Forces.**

Les diagrammes des efforts tranchants, des efforts normaux ou des moments fléchissant peuvent être tracés pour la structure entière ou par élément Par cette instruction.



### • Résultat d'analyse :

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

**Display → Show Tables.**

**Les efforts internes :**

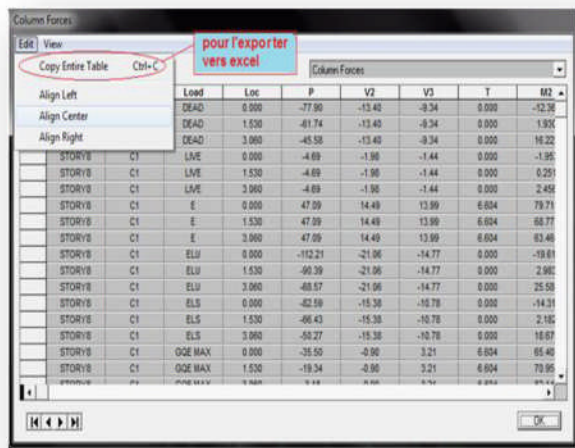
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.718053	65.2964	0.0363	0.0000	65.2964	0.0363	0.0000	0.0534
	2	0.687574	0.0365	66.6757	0.0000	65.3329	66.7120	0.0000	98.0726
	3	0.352344	0.0497	0.0005	0.0000	65.3826	66.7126	0.0000	0.0048
	4	0.156680	0.0048	17.2693	0.0000	65.3874	83.9819	0.0000	1.3890
	5	0.142070	16.5038	0.0048	0.0000	81.8911	83.9868	0.0000	0.0003
	6	0.125194	0.0016	0.8478	0.0000	81.8928	84.8346	0.0000	0.1000
	7	0.118941	0.0050	0.0003	0.0000	81.8977	84.8349	0.0000	0.0000
	8	0.118642	1.9144	0.0001	0.0000	83.8121	84.8350	0.0000	0.0000
	9	0.095491	0.0806	0.0086	0.0000	83.8927	84.8436	0.0000	0.0012
	10	0.090728	0.0002	0.0000	0.0000	83.8929	84.8436	0.0000	0.0000
	11	0.062732	0.0009	6.6879	0.0000	83.8938	91.5315	0.0000	0.2670
	12	0.050956	6.5628	0.0018	0.0000	90.4566	91.5333	0.0000	0.0001

Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par **unUX** ,**sunUY**

### Remarque :

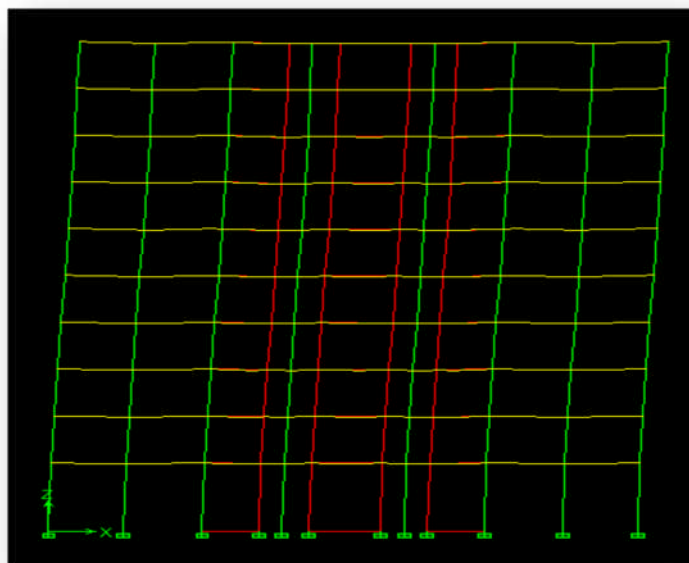
Pour mieux exploiter les résultats du tableau affiché, on va l'exporter vers Excel

- Edit → copy Entire Table ;
- Après on va le copier sur la feuille d'excel.



### Déformée de la structure :

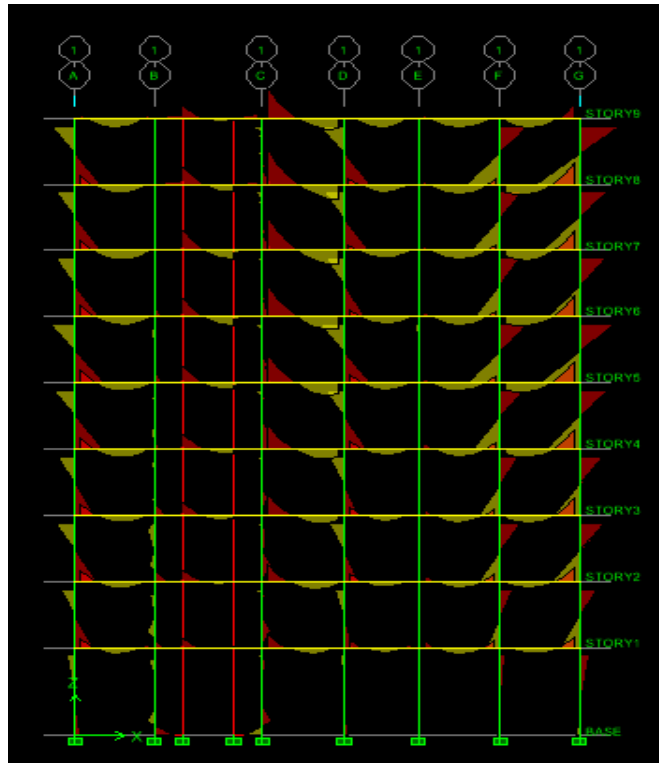
On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions





- **Diagramme des efforts interne :**

Pour avoir les diagrammes des efforts interne, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Membre** → **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 **Frame Output** on sélectionne **Frame Forces** (efforts dans les bars).

On clique sur **Select Case/Combe** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

- Les résultats choisis avec Set Option dans le menu Analyse se retrouve dans un fichier out, génère par l'analyse.

Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que, Word ou bloc note de Windows, pour le faire :

- Fermer l'etabs sans arrêter l'analyse
- Chercher le fichier Out avec recherche de Windows.

# Chapitre V

Vérification des exigences de l'RPA

### Vérifications selon les exigences du l'RPA:

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

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.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- Vérification de la période empirique  $T$
- Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- Vérification de la participation de la masse modale
- Vérification des déplacements
- Justification vis-à-vis des déformations
- Vérification de l'effet du 2<sup>ème</sup> ordre (l'effet  $P-\Delta$ )
- Justification de l'interaction « Portiques / Voiles »

## **1 )Vérification de la période empirique T :**

### **1.1 Calcul de la période empirique :**

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

**h<sub>N</sub>**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

**C<sub>T</sub>**: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

**D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = 0,05 \times 26.65^{3/4} = 0.586 \text{sec}$$

### **V.1.2 Calcul de la période empirique majorée :**

$$T_{\text{maj}} = T + 30\% T = 0.762$$

### **V.1.3 Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

On relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.718053	65.2964	0.0363	0
2	0.687574	65.3329	66.712	0
3	0.352344	65.3826	66.7126	0
4	0.15668	65.3874	83.9819	0
5	0.14207	81.8911	83.9868	0
6	0.125194	81.8928	84.8346	0
7	0.118941	81.8977	84.8349	0
8	0.118642	83.8121	84.835	0
9	0.095491	83.8927	84.8436	0
10	0.090728	83.8929	84.8436	0
11	0.062732	83.8938	91.5315	0
12	0.050956	90.4566	91.5333	0

### **❖ Comparaison des résultats :**

On a : la période calculée  $T = 0.586 \text{s}$

La période majorée  $T_{\text{maj}} = 0.762 \text{s}$

La période ETABS  $T_{\text{etabs}} = 0.718 \text{s}$

On remarque que :

$$T < T_{\text{etabs}} < T_{\text{maj}}$$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

### 2) Vérification de l'effort tranchant à la base :

Avant de passer au ferraillage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

#### Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ formule 4-1})$$

#### Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

– Zone sismique : IIa  
– Groupe d'usage : 2

$$\left. \begin{array}{l} \text{– Zone sismique : IIa} \\ \text{– Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0.15$$

$R$  : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée

Par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini  
En 3.4 du RPA

$R = 5$  (contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques)

$Q$  : Facteur de qualité

#### Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui les constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

**La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$**   
**(4.4 du RPA)**

- $P_q$  : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité ' $q$ ' est satisfait ou non.  
Sa valeur est donnée au tableau (4.4 du RPA)

#### Conditions minimales sur les files du contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03)  
Travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique  
Peuvent être constituées de voiles de contreventement  
Condition vérifiée dans les deux sens (X-X et Y-Y)

### Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de Voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant

D'espacement en dépassant pas 1,5.

Suivant X-X : condition vérifiée

Suivant Y-Y : condition vérifiée

- Régularité en plan : la structure est classée régulière en plan. (cf3.5 1a).
- Régularité en élévation : la structure est classée régulière en élévation (cf 3.5 1b).
- Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution:

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

### Sens X-X :

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du		
Contreventement	observé	0.05
Redondance en plan	observé	0
Régularité en plan	observé	0.05
Régularité en élévation	observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0
		Q = 1.10

### Sens Y-Y :

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du		
Contreventement	observé	0.05
Redondance en plan	observé	0
Régularité en plan	observé	0.05
Régularité en élévation	observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0
		Q = 1.10

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left( T_2 / T \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta \left( T_2 / 3,0 \right)^{\frac{2}{3}} \left( 3,0 / T \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases} \quad (4.2 \text{ du RPA})$$

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003) . T<sub>2</sub>(S3)=0,5sec.

**η** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \text{ (Formule 4.3 RPA99v2003).}$$

**ε (%)** est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages.....(Tableau 4.3 RPA99V2003).

On prend : **ε = 10%**

**η=1.82 ≥ 0.7 ..... Condition vérifiée**

**T**: La période fondamentale donnée par ETABS : **T=0.718s**

Donc :  $T_2=0,5\text{sec} \leq T=0,718\text{sec} \leq 3,0\text{sec} \Rightarrow D_x = D_y = 2.5 \times 1.82 \left( \frac{0,5}{0,718} \right)^{2/3} = 3.57$

**\* W** : Poids total de la structure, donné par ETABS

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Donc pour chaque niveau « i » on aura : **W<sub>i</sub>=W<sub>Gi</sub>+Bw<sub>Qi</sub>**

**W<sub>Gi</sub>**: Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

**W<sub>Qi</sub>** : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

**b** : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le (Tableau 4-5 du RPA99V2003), Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant **b=0,20**.

Poids total de la structure : **W<sub>T</sub> = 13147.21kN**

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ R = 5 \\ Q = 1.10 \\ D_x = D_y = 3.57 \\ W_T = 13147.21 \text{ kN} \end{cases}$$

*Sens X-X :*

$$\Rightarrow V_x = \frac{0,15 \times 1,10 \times 3,57}{5} \times 13147,21 = 1548,87 \text{ KN}$$

*Sens Y-Y :*

$$\Rightarrow V_y = \frac{0,15 \times 1,10 \times 3,57}{5} \times 13147,21 = 1548,87 \text{ KN}$$

**Vérification :**

**Sens longitudinal :** VETABS=1802.16KN > 0,8VLOG= 0,8x1548.87=1548.87KN.

**Sens transversal :** VETABS= 1866.72KN>0,8VLOG= 0,8x1548.87=1548.87KN.

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$

Donc : l'effort tranchant à la base est vérifié.

### 3-Vérification des déplacements :

-D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

-D'après le RPA 99 (Art 4-4.3), Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

**$\delta_{ek}$**  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

**R** : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			
Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	1% $h_{\text{etage}}$ (m)
6 <sup>em</sup> étage	0.0127	0.0635	0.009	0.0119	0.0595	0.008	<0.0286
5 <sup>em</sup> étage	0.0109	0.0545	0.0085	0.0103	0.0515	0.008	<0.0286
4 <sup>em</sup> étage	0.0091	0.046	0.009	0.0087	0.0435	0.0075	<0.0286
3 <sup>em</sup> étage	0.0073	0.037	0.009	0.0071	0.036	0.008	<0.0286
2 <sup>em</sup> étage	0.0056	0.028	0.008	0.0055	0.028	0.008	<0.0286
1 <sup>er</sup> étage	0.0040	0.02	0.0075	0.0040	0.02	0.0075	<0.0286
RDC	0.0025	0.0125	0.0075	0.0026	0.013	0.0075	<0.0374
1 <sup>em</sup> S-Sol	0.0010	0.005	0.0035	0.0011	0.0055	0.0035	<0.0289
2 <sup>em</sup> S-Sol	0.0003	0.0015	0.0035	0.0003	0.0015	0.0035	<0.0286

**Tableau V 1 : Déplacements relatifs sous l'action  $E_x$  et  $E_y$ .**



**Remarque:**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (Dans le spectre de réponse).

**-Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq \frac{Hf}{500} = \frac{28.47}{500} = 0.0569$$

*f* : La flèche admissible.

H: hauteur total.

**Déplacement maximal dans le sens x-x :**

$\delta_{\max} = 0.009 < f = 0.0569$  .....condition vérifiée.

**Déplacement maximal dans le sens y-y :**

$\delta_{\max} = 0.008 < f = 0.0569$  .....condition vérifiée.

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

**4-Justification Vis à Vis De l'effet P-Δ :**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de pa) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si le bâtiment condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10 \text{.....(Art 5.9 RPA99V2003).}$$

**PK** : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau K, calculés suivant la formule :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

**VK** : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

**ΔK** : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).

**hK** : hauteur de l'étage « K ».

Niveau	$P_k$ (KN)	$h_k$ (m)	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
			$\Delta_k$ (m)	$V_x$ (KN)	$\theta$	$\Delta_k$ (m)	$V_y$ (KN)	$\theta$
6 <sup>em</sup> étage	4268.07	2.86	0.009	488.75	0.027	0.008	487.39	0.024
5 <sup>em</sup> étage	8195.88	2.86	0.0085	798.68	0.03	0.008	812.48	0.028
4 <sup>em</sup> étage	12123.70	2.86	0.009	1029.88	0.037	0.0075	1060.10	0.03
3 <sup>em</sup> étage	16154.12	2.86	0.009	1240.17	0.04	0.008	1282.52	0.035
2 <sup>em</sup> étage	20184.54	2.86	0.008	1415.41	0.04	0.008	1468.46	0.038
1 <sup>er</sup> étage	24389.62	2.86	0.0075	1549.03	0.041	0.0075	1610.38	0.04
RDC	29127.93	3.74	0.0075	1674.68	0.034	0.0075	1737.06	0.03
1 <sup>em</sup> S-Sol	33650.63	2.89	0.0035	1766.71	0.023	0.0035	1828.79	0.022
2 <sup>em</sup> S-Sol	38111.34	2.86	0.0035	1802.16	0.026	0.0035	1866.72	0.025

On constate que  $\theta_{KX}$  et  $\theta_{KY}$  sont inférieure à « **0.1** ».

Donc l'effet **P-D** peut être négligé pour le cas de notre structure.

**5-Nombre de modes à considérer : (Art 4.3.4 RPA99V2003)**

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

-la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à Cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ;

T<sub>K</sub> : la période du mode K.

Dans notre cas N= 9 niveaux  $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{11} = 10) \Rightarrow K = 10$  nombre de modes.

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes :

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.718053	65.2964	0.0363	0
2	0.687574	65.3329	66.712	0
3	0.352344	65.3826	66.7126	0
4	0.15668	65.3874	83.9819	0
5	0.14207	81.8911	83.9868	0
6	0.125194	81.8928	84.8346	0
7	0.118941	81.8977	84.8349	0
8	0.118642	83.8121	84.835	0
9	0.095491	83.8927	84.8436	0
10	0.090728	83.8929	84.8436	0
11	0.062732	83.8938	91.5315	0
12	0.050956	90.4566	91.5333	0

**Tableau V .2: Période et participation massique.**

La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 12 Sons X et mode 11Sons Y.**

### 6-Vérification de l'excentricité :

D'après (**Art 4.3.7RPA99V2003**), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à **+5%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.

On doit vérifier que:

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_x$$

Tel que :

CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	5%L <sub>x</sub>	5%L <sub>y</sub>
SS2	D1	9.334	11.836	8.331	11.26	1.003	0.576	1.08	1.22
SS1	D2	9.197	11.7	8.551	11.226	0.646	0.474	1.08	1.22
RDC	D3	9.192	11.739	8.66	11.225	0.532	0.514	1.08	1.22
ETG1	D4	9.25	11.803	8.702	11.245	0.548	0.558	1.08	1.3
ETG2	D5	8.977	12.156	8.728	11.274	0.249	0.882	1.08	1.3
ETG3	D6	8.977	12.162	8.748	11.308	0.24	0.854	1.08	1.3
ETG4	D7	8.977	12.167	8.764	11.343	0.213	0.824	1.08	1.3
ETG5	D8	8.977	12.167	8.777	11.374	0.2	0.793	1.08	1.3
ETG6	D9	9.108	12.066	8.786	11.397	0.322	0.669	1.08	1.3

**Tableau V-3: Excentricité dans le sens (x-x) et (y-y).**

### 7-Justification de l'interaction << Portiques / Voiles >>:

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABS à l'aide de l'option « **Section Cut**», voir tableau ci-après :

**Conclusion :**

Unité	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles uniquement	
	KN	%	KN	%
sens EX	1753.39	100	1121.31	63.95
sens EY	49.542	100	31.56	63.70
ELU	61157.027	100	10161.8937	16.61

D'après ses résultats les sollicitations horizontales, type sismique, ne sont pas repris en totalité par les voiles, donc le bâtiment étudié sera classé dans le système de **contreventement Mixte portiques-voiles**.

**Conclusion :**

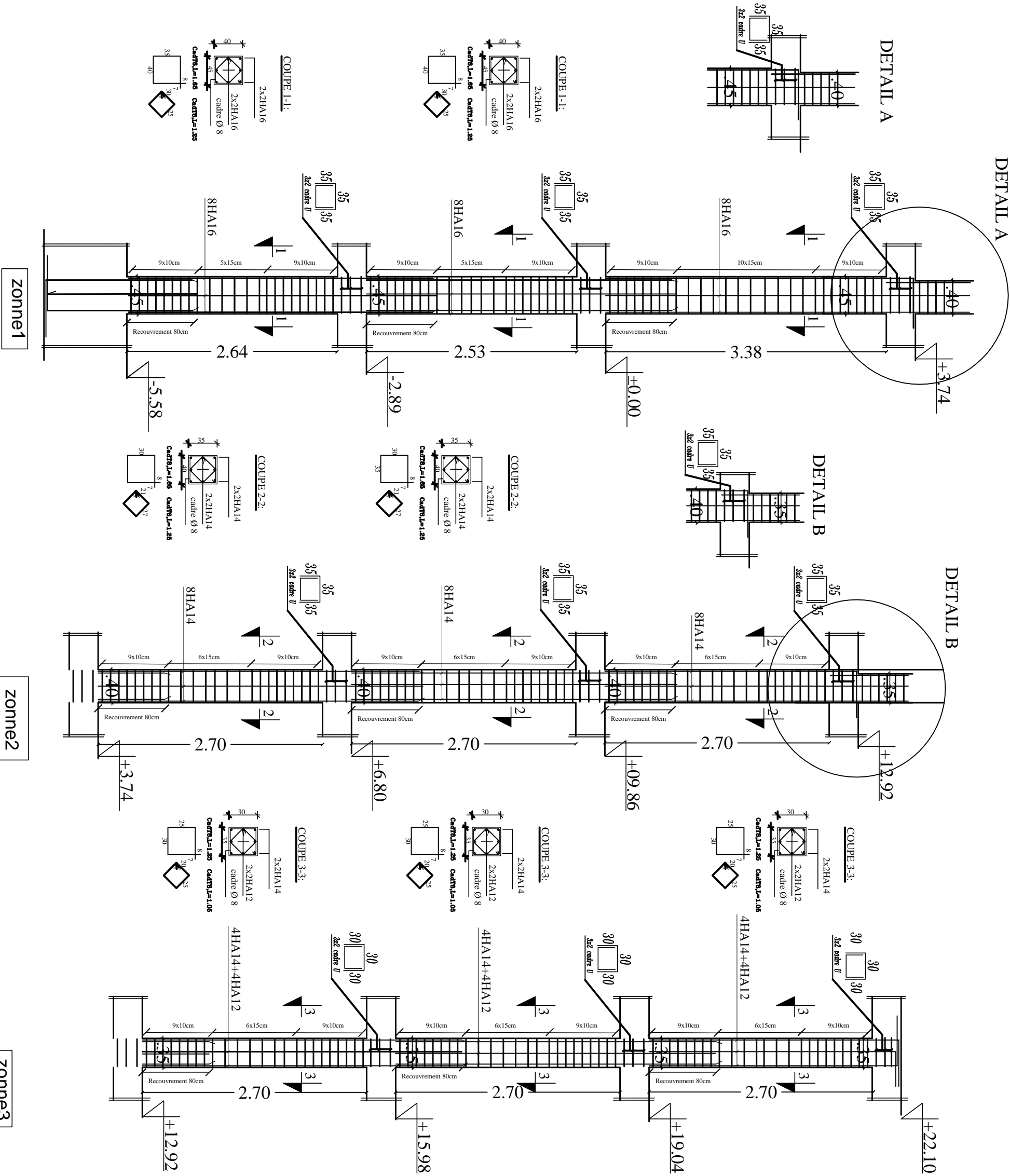
D'après les résultats obtenus ci-dessus pour les 2 structures on peut conclure que :

- Vérification de la période empirique T est vérifiée
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
  - Justification Vis à Vis De l'effet P- $\Delta$ .
- L'excentricité est vérifiée (avec introduction des excentricités non vérifiées dans les calculs).
  - *Justification de l'interaction << Portiques / Voiles >>*

Après avoir effectué toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

# Chapitre VI

## Ferraillage des poteaux



### VI.1) Introduction :

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- a-  $1.35G+1.5Q$  à l'ELU  
 $G+Q$  à l'ELS
- b-  $G+Q \pm E$  RPA 2003  
 $0.8G \pm E$  RPA 2003

### VI.2) Recommandation du RPA 2003 :

#### a) Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x sections du poteau (Zone IIa).

$$\text{Poteau (45x40)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 40 = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x35)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 35 = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x30)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 30 = 8.4 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (45x40)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x35)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 35 = 56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x30)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (45x40)} \quad A_{\min} = 0.06 \times 45 \times 40 = 108 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x35)} \quad A_{\min} = 0.06 \times 40 \times 35 = 84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x30)} \quad A_{\min} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$$



### **1-1) Les recommandations pour le ferrailage:**

#### **Recommandations du RPA : (zone IIa) :**

#### **Armatures longitudinales (R.P.A Art.7.5.2.2) :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,
  - Le diamètre minimal est de **12 mm**,
  - La longueur minimale de recouvrement est de **LR= ØLMin** (zone IIa),
  - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm**.
  - Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

### **1-2) Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :**

#### **Calcul du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

#### **a) Section partiellement comprimée (SPC) :**

Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$$

$$N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Mf : Moment fictif

#### **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Si} \quad : \quad \mu \leq \mu = 0.392 \quad \text{la section est simplement armée.}$$

On détermine  $\beta$  du tableau :

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Section réelle d'armature est : } A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$$

La Si  $\mu \geq \mu = 0.392$  la section est doublement armée

On calcule:  $M_f = \mu b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_l = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A_1 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec :  $M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est :  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s}$

**b) Section entièrement comprimée (SEC) :**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$$

Deux cas se présentent :

Si :  $N_u (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2$  —————→ SPC

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Si :  $\mu \leq \mu = 0.392$  —————→ la section est simplement armée (SSA).

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est  $A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s}$  si l'effort est négatif.

Si  $A_s$  est négative  $A_s \geq \left\{ \max \frac{b h}{1000}, 0.23 b h \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$

Si  $\mu \geq \mu = 0.392$  —————→ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:  $M_r = \mu b d^2 f_{bc}$   $\Delta M = M_f - M_r$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A_1 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s}$

Si :  $N_u (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2$  —————→ SPC

Deux cas peuvent se présenter :

- Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N_u (d-c') - M_f \leq (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 \quad \longrightarrow \quad A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M - (d - 0.5h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$N_u (d-c') - M_f \leq (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 \quad \longrightarrow \quad A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Et:

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec: } \varphi = \frac{0.351 + \frac{N(d-c) - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.8571 \frac{c}{h}}$$

### CONVENTION :

- Efforts normaux :  $N > 0$  : Compression.

$N < 0$  : Traction

- Ferrailage

$A_{sx}$  : Armature dans le sens x-x.

$A_{sy}$  : Armature dans le sens y-y.

### Note :

Le ferrailage des poteaux sera se fera par zone, selon la section des poteaux car il possible de d'adopter le même ferrailage pour certain niveaux.

**Zone I** : du 2 sous-sol, 2 sous-sol, RDC,  $\longrightarrow$  Section (45 x 40).

**Zone II** : du 1<sup>er</sup> étage, 2<sup>ème</sup> étage, 3<sup>ème</sup> étage.  $\longrightarrow$  Section (40 x 35).

**Zone III** : du 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage  $\longrightarrow$  Section (35 x 30).

Calcul à l'ELU et au Séisme :

Exemple de calcul manuel :

❖ **Poteaux 40x45:**

$N_u = 1715.15 \text{ kN}$  et  $M_u = -1.462 \text{ kN.m}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.462}{1715.15} = 0.00085 < \frac{h}{2} - c = 0.195 \quad \Rightarrow \quad \text{S.E.C} \quad \text{Vérification de la 1ère condition :}$$

$$\left( 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left( 0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

$\Rightarrow$  **Condition non vérifiée.**

$M_f = 170.49 \text{ kN.m}$

Donc : Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M - (d - 0.5h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A'_s = \frac{170.49 - (0.42 - 0.5(0.45)) 0.4 \cdot 0.45 \cdot 14.2 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^{-3} (0.42 - 0.03)}$$

$$A_s = -2.416$$

$$A_i = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

$$A_i = \frac{1715.15 - 0.45 \cdot 0.4 \cdot 14.2 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^{-3}} + 2.416$$

$$A_i = 0$$

❖ **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **Socotec** ».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Section (cm²)	Effort normal(KN)	Moments (KN.m)	Nature	Combinaison	Asup	Ainf	A <sub>min</sub>	A <sub>adopt</sub>	Ferrailage
Zone I 40×45	N <sub>max</sub> =1715.15	M2 <sup>corr</sup> =1.462	SEC	ELU	0	0	14.4	16.08	8T16
		M3 <sup>corr</sup> =0.224	SEC		0	0			
	N <sub>min</sub> =600.47	M2 <sup>corr</sup> =2.737	SEC	0.8G+EY	0	0			
		M3 <sup>corr</sup> =0.373	SEC		0	0			
	N <sub>corr</sub> =726.7	M2 <sup>max</sup> =45.918	SEC	G+Q+EY	0	0			
	N <sub>corr</sub> =1341.25	M3 <sup>max</sup> =45.561	SEC	ELU	0	0			
Zone II 35×40	N <sub>max</sub> =1111.15	M2 <sup>corr</sup> =1.956	SEC	ELU	0	0	11.2	12.31	8T14
		M3 <sup>corr</sup> =1.421	SEC		0	0			
	N <sub>min</sub> =151.65	M2 <sup>corr</sup> =0.603	SEC	0.8G+EY	0	0			
		M3 <sup>corr</sup> =0.027	SEC		0	0			
	N <sub>corr</sub> =368.26	M2 <sup>max</sup> =59.734	SPC	G+Q+EY	0	0			
	N <sub>corr</sub> =354.53	M3 <sup>max</sup> =34.914	SEC	G+Q+EX	0	0			
Zone III 30×35	N <sub>max</sub> =582.39	M2 <sup>corr</sup> =0.123	SEC	ELU	0	0	8.4	10.67	4T14+4T12
		M3 <sup>corr</sup> =1.776	SEC		0	0			
	N <sub>min</sub> =14.83	M2 <sup>corr</sup> =0.313	SEC	0.8G+EY	0	0			
		M3 <sup>corr</sup> =0.034	SEC		0	0			
	N <sub>corr</sub> =82.86	M2 <sup>max</sup> =48.739	SPC	G+Q+EY	0	2.97			
	N <sub>corr</sub> =84.68	M3 <sup>max</sup> =36.097	SPC	G+Q+EX	0	1.84			

**Tableau VI.1 : ferrailages des poteaux.**

**Vérifications à l'ELS :**

**a/ Condition de non fragilité :**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s = A_{\min} = \frac{0.23 f_{c28}}{f_e} \frac{e_s - 0.455.d}{e_s - 0.185.d} b.d$$

**b/Vérification des contraintes a l'ELS :**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa. BAEL91a.4.5.2}$$

Si  $e_x = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$   $\longrightarrow$  Section entièrement comprimée.

Si  $e_x = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$   $\longrightarrow$  Section partiellement comprimée.

**Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec

$y_1$  : 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  $C_p$ .

$l_c$  : la distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + py_2 + q = 0$ .

$$l_c = \frac{h}{c} - e_x$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6n A_u \frac{(l_c - c')}{b} + 6n A_u \frac{(d - l_c)}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6n A_u \frac{(l_c - c')}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q); 4\sqrt[3]{t}; y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

Si  $\Delta < 0$  l'équation trois racines :

$$y_2' = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); \quad y_2'' = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right); \quad y_2''' = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); \quad \alpha = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15[A_u (d - y_1)^2 + \overline{A_u} (y_1 - d')^2]$$

**Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

(Art. A.4.5.2/BAEL91)

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

**Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcul l'aire de la section homogène totale :  $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_1 + A_2)$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance  $X_G$  au dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A_1 (0.5h - c') - A_2 (d - 0.5h)}{b \cdot h + 15(A_1 + A_2)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b h^3}{12} + b h X_G^2 + 15[A_1 (0.5h - c' - X_G)^2 + A_2 (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{s} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} + X_G)}{I}$$

**Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée. On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\text{Max} (\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

**Etat limite d'ouverture des fissurations (contrainte dans l'acier) :**

D'après les conditions agressives de l'environnement, on considère **la fissuration est très préjudiciable** :

$$\sigma_{st} = \overline{\sigma}_{st} = \min \{0.5 \times f_e ; 90\sqrt{nf_{t28}}\} = \{0.5 \times 400 ; 90\sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 164.97 \text{ Mpa}$$

Le tableau qui suit résume tous les résultats du calcul :

Section (cm <sup>2</sup> )	Effort normal(KN)	Moments (KN.m)	Nature	Asc	Ast	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{st}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs
Zone I 40×45	N=1240.13	M2=1.058	SEC	16.08	16.08	5.48	82.1	15	Ok
		M3 =0.176	SEC			5.38	80.9		
	N =148.4	M2=13.214	SEC			1.32	18.5		
		M3 =14.588	SEC			0	0.99		
	N=583.62	M2=24.745	SEC			5.79	83.8		
	N=974.95	M3 =32.888	SEC			2.75	44.3		
Zone II 35×40	N=805.17	M2=1.45	SEC	12.32	12.32	4.65	69.5	15	Ok
		M3 =1.008	SEC			4.45	67		
	N=62.26	M2=6.229	SEC			0.78	10.7		
		M3 =3.543	SEC			0	0.27		
	N=297.86	M2= 25.621	SEC			5.24	75.1		
	N=654.21	M3 =22.571	SEC			2.16	35.8		
Zone III 30×35	N=422.05	M2 <sup>r</sup> =0.008	SEC	11.68	11.68	3.14	46.7	15	Ok
		M3 <sup>r</sup> =1.255	SEC			2.89	43.7		
	N=10.18	M2=0.144	SEC			0.09	1.26		
		M3 <sup>r</sup> =0.029	SEC			0.06	0.92		
	N=69.71	M2 <sup>x</sup> =23.842	SEC			3.62	46.5		
	N=133.48	M3=24.748	SEC			0	29.1		

**Tableau IV.2: vérification des contraintes a l'ELS.**

**Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Article: A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ Pour les aciers à haute adhérence.}$$

**Pour les HA12 :**  $L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}^2$

**Pour les HA14 :**  $L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}^2$

**Pour les HA16 :**  $L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}^2$

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \emptyset$

**Pour les HA12 :**

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad L_r = 80 \text{ cm}$$

**Pour les HA14 :**

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad L_r = 70 \text{ cm}$$

**Pour les HA16 :**

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad L_r = 60 \text{ cm}$$

**Délimitation de la zone nodale :** (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifié 2003).



**Au niveau des poutres :**  $L' = 2 h$  ; Avec :  $h$ = hauteur de la poutre

**Au niveau des poteaux :**  $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$

$h$ : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

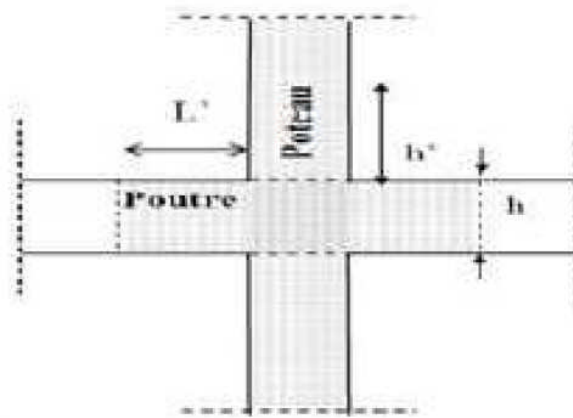
$h_e$ : hauteur entre nus des poutres.

Poteaux du sous sol 1  $h' = \max (289-30/6, 45, 40, 60) = (43, 45, 40, 60) = 60 \text{ cm}$

Poteaux du RDC  $h' = \max (374-30/6, 45, 40, 60) = (57, 45, 40, 60) = 60 \text{ cm}$

Poteaux étages courants 123  $h' = (286-30/6, 40, 35, , 60) = (43, 40, 35, 60) = 60 \text{ cm}$

Poteaux étages courants 456  $h' = (286-30/6, 35, 30, , 60) = (43, 35, 30, 60) = 60 \text{ cm}$



**Figure VI.3 : délimitation de la zone nodale.**

**Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec :  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$

Et  $\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$

Niveaux	$V_u$ (kN)	$b$ (cm)	$d$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\tau_b$ (MPa)	Vérification
Zone 1	22.02	40	42	6.61	0.075	0.013	1.875	ok
Zone 2	18.64	35	37	5.78	0.075	0.014	1.875	ok
Zone 3	17.62	30	32	6.74	0.075	0.018	1.875	ok

**Tableau VI.4: Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.**

### 1-3-Armatures transversales :

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement. Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \quad (\text{Article 7.4.2.2/RPA99 version 2003})$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$H_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale.

$P$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si  $\lambda g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le

cas contraire.  $\lambda g$  L'élancement géométrique du poteau.  $\lambda g = \frac{l_f}{b}$ .

$L_f$  : longueur de flambement du poteau.

$b$  : dimensions de la sections droite du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , \quad l = 0.7h_e$$

$S_t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur de cet espacement est fixée dans la zone II comme suit :

**Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq (10\Phi_L^{min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}.$$

Avec :  $s_t = 10 \text{ cm}$

**Dans la zone courante:**

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{min}) = 18 \text{ cm}.$$

Avec :  $S_t = 15 \text{ cm}$

L'écartement ( $S_t$ ) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale  $S_t = 10 \text{ cm}$ . En zone courante  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

#### ❖ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale en pourcentage est donnée comme suit :  $\frac{A_t}{b s_t}$  en % .

Si  $\lambda g \geq 5$  ..... 0.3%

Si  $\lambda g \leq 3$  ..... 0.8%

$3 < \lambda g < 5$  ..... Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Avec :

$\lambda g$  : L'élancement géométrique du poteau

$b$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

**Poteaux de zone I (45x40) :**

**Pour 2sous-sol :**

$$\lambda_g = \frac{Lf}{b} = \frac{0.707 \times 286}{40} = 5.05$$

$$\lambda_g \geq 5$$

**RDC:**

$$\lambda_g = \frac{Lf}{b} = \frac{0.707 \times 374}{40} = 6.61$$

$$\lambda_g \geq 5$$

**Pour sous-sol :**

$$\lambda_g = \frac{Lf}{b} = \frac{0.707 \times 289}{40} = 5.10$$

$$\lambda_g \geq 5$$

**En zone nodale (St = 10cm) :** At min = 0.003 × 10 × 40 = 1.2cm<sup>2</sup>.

**En zone courante (St = 15cm):** At min = 0.003 × 15 × 40 = 1.8cm<sup>2</sup>

-  $\rho_a$  est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**Dans la zone nodale :**

$$A_t = \left( \frac{\rho \times v_u}{h \times f_e} \right)_{St} = \left( \frac{2.5 \times 22.02}{45 \times 40} \right) \times 10 = 0.31 \text{ cm}^2$$

**Dans la zone courante :**

$$A_t = \left( \frac{\rho \times v_u}{h \times f_e} \right)_{St} = \left( \frac{2.5 \times 22.02}{45 \times 40} \right) \times 15 = 0.46 \text{ cm}^2$$

**Poteaux de zone II (40x35) :**

$$\lambda_g = \frac{Lf}{b} = \frac{0.707 \times 286}{35} = 5.78$$

$$\lambda_g \geq 5$$

**En zone nodale (St = 10cm) :** At min = 0.003 × 10 × 35 = 1.05cm<sup>2</sup>.

**En zone courante (St = 15cm):** At min = 0.003 × 15 × 35 = 1.58cm<sup>2</sup>

**Dans la zone nodale :**

$$A_t = \left( \frac{\rho \times v_u}{h \times f_e} \right)_{St} = \left( \frac{2.5 \times 18.64}{40 \times 40} \right) \times 10 = 0.30 \text{ cm}^2$$

**Dans la zone courante :**

$$A_t = \left( \frac{\rho \times v_u}{h \times f_e} \right)_{St} = \left( \frac{2.5 \times 18.64}{40 \times 40} \right) \times 15 = 0.44 \text{ cm}^2$$

### Poteaux de zone III(35x30) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.707 \times 286}{30} = 6.74$$
$$\lambda_g \geq 5$$

**En zone nodale (St = 10cm) :**  $A_t \min = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$ .

**En zone courante (St = 15cm):**  $A_t \min = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

#### Dans la zone nodale :

$$A_t = \left( \frac{\rho \times v_u}{h \times f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 17.62}{35 \times 40} \right) \times 10 = 0.31 \text{ cm}^2$$

#### Dans la zone courante :

$$A_t = \left( \frac{\rho \times v_u}{h \times f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 17.62}{35 \times 40} \right) \times 15 = 0.47 \text{ cm}^2$$

#### Longueurs de recouvrement:

$$L_r = 40 \phi_t = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

$$\phi_t = \frac{\theta_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

On prendre :  $\phi_t = 0.8 \text{ mm}$

# Chapitre VII

## Ferraillage des poutres



### VII.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités 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 préjudiciable.

### VII.2.Recommandations du RPA :

#### ❖ Pourcentage total minimum :

$A_{\min}=5\%(b \times h)$ , en toute section.

**Poutres principales PP:**  $A_{\min}=6,00\text{cm}^2$

**Poutres secondaires PS:**  $A_{\min}=3,75\text{cm}^2$

**Poutre de chaînage : P Ch :**  $A_{\min}=3,75\text{cm}^2$

#### ❖ Pourcentage total maximum

$A_{\max}=4\%(b \times h) \rightarrow$  En zone courante.

$A_{\max}=6\%(b \times h) \rightarrow$  En zone de recouvrement.

**Poutres principales PP:**

- Zone courante :  $A_{\max}=48\text{cm}^2$

- Zone de recouvrement :  $A_{\max}=72\text{cm}^2$

**Poutres secondaires PS:**

- Zone courante :  $A_{\max}=30\text{cm}^2$

- Zone de recouvrement :  $A_{\max}=45\text{cm}^2$

### VII.3.Étapes de calcul de ferrailage :

#### 1) Calcul du moment réduit « $\mu$ » :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

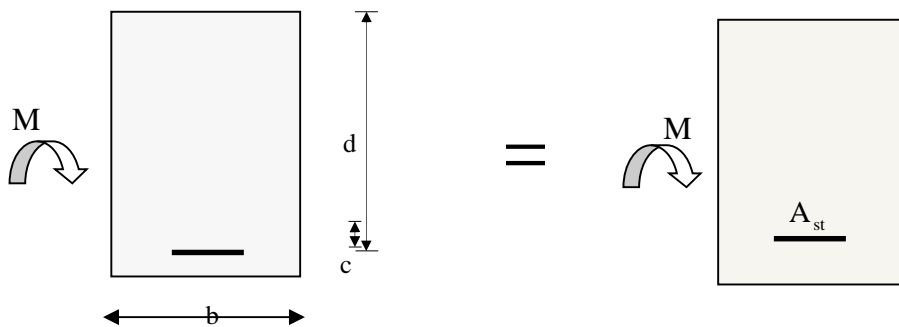
#### 2) Calcul du moment réduit limite « $\mu_l$ » :

Le moment réduit limite  $\mu_l$  est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

#### 3) On compare les deux moments réduits « $\mu$ » et « $\mu_l$ » :

➤ **1er cas :  $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$  Section simplement armée (SSA)**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\rightarrow A_{sc} = 0$ .

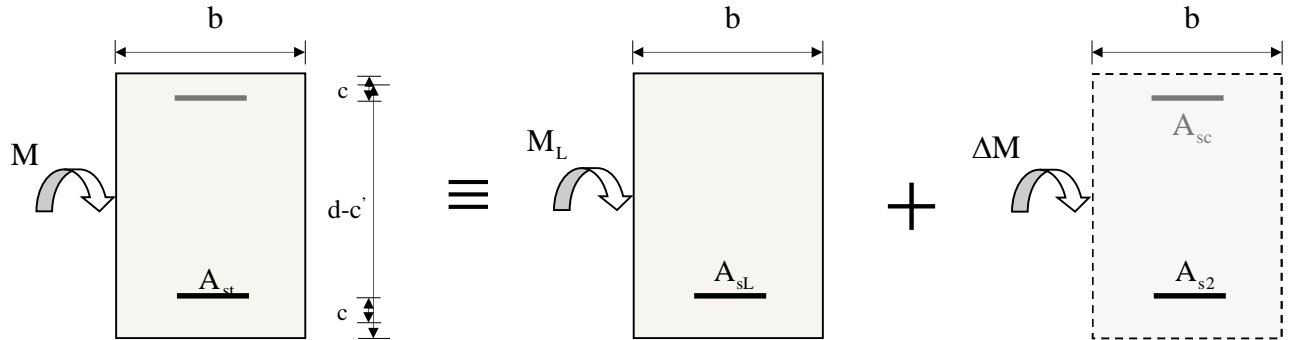


$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$



➤ **2ème cas :  $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$  Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

### Ferrailage des poutres :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

**$M_{elu}$**  : Moment max à l'ELU

**$M_{sa}$**  : Moment max dû aux combinaisons accidentelles

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	$\gamma_b$	Fc28 (Mpa)	fbu (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14 ,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,74	1	400	400

**Tableau VII.1 : les différentes caractéristiques de béton et l'acier.**

**Ferrailage des poutres principales à L'ELU :**

➤ **En travée**

niv	$M_t^{max}(KN.M)$	$\mu$	B	OBS	$A_S cm^2$	$A_{min}$	Ferrailage	$A_{adopté}$
1	35,844	0,061	0,969	SSA	7,04	6	3HA16+3HA14	10.65
2	35,05	0,060	0,969	SSA	6,88		3HA16+3HA14	10.65
3	38,037	0,065	0,967	SSA	7,48		3HA16+3HA14	10.65
4	32,483	0,055	0,972	SSA	6,36		3HA16+3HA14	10.65
5	32,564	0,056	0,971	SSA	6,38		3HA16+3HA14	10.65
6	33,336	0,057	0,971	SSA	6,53		3HA16+3HA14	10.65
7	34,479	0,059	0,970	SSA	6,76		3HA16+3HA14	10.65
8	34,472	0,059	0,970	SSA	6,76		3HA16+3HA14	10.65
9	41,962	0,072	0,964	SSA	8,28		3HA16+3HA14	10.65

**Tableau VII.2.Ferrailage des poutres principales en travée.**

➤ **Aux appuis :**

Niv	$M_a^{max}$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	OBS	$A_{Scm}^2$	$A_{min}$	Ferrailages	$A_{adopté}$
1	56,446	0,075	0,962	SSA	8,71	6	6HA16	12.06
2	60,976	0,082	0,957	SSA	9,46		6HA16	12.06
3	64,451	0,086	0,955	SSA	10,02		6HA16	12.06
4	66,992	0,090	0,953	SSA	10,44		6HA16	12.06
5	69,223	0,092	0,952	SSA	10,80		6HA16	12.06
6	71,940	0,096	0,949	SSA	11,26		6HA16	12.06
7	74,740	0,098	0,948	SSA	11,89		6HA16	12.06
8	75,902	0,099	0,947	SSA	11,95		6HA16	12.06
9	76,740	0,102	0,946	SSA	12,04		6HA16	12.06

**Tableau VII.3: Ferrailage des poutres principales en appuis**

**Ferrailage des poutres secondaires à L'ELU :**

➤ en travée :

Niv	$M_{l,max}$ (KN.M)	$\mu$	B	OBS	$A_S \text{ cm}^2$	$A_{min}$	Ferrailages	$A_{adopé}$
1	6,609	0.026	0.976	SSA	0.72	3.75	3HA14	4.62
2	7,769	0.030	0.973	SSA	0.849		3HA14	4.62
3	11,968	0.046	0.967	SSA	1.32		3HA14	4.62
4	15,83	0.061	0.962	SSA	1.75		3HA14	4.62
5	19,106	0.074	0.959	SSA	2.12		3HA14	4.62
6	20,993	0.081	0.956	SSA	2.33		3HA14	4.62
7	22,863	0.088	0.951	SSA	2.56		3HA14	4.62
8	25,325	0.099	0.953	SSA	2.83		3HA14	4.62
9	22,093	0.085	0.983	SSA	2.39		3HA14	4.62

**Tableau VII.4 : Ferrailage des poutres secondaires en travées**

➤ **aux appuis :**

Niv	$M_a^{max}$ (KN .M)	$\mu$	B	OBS	$A_s$	$A_{min}$	Ferrailages	$A_{adopté}$
1	66,616	0.197	0.890	SSA	6.93	3.75	3HA14+3HA12	8.01
2	68,425	0.203	0.886	SSA	7.15		3HA14+3HA12	8.01
3	68,961	0.204	0.885	SSA	7.22		3HA14+3HA12	8.01
4	50,657	0.150	0.918	SSA	5.11		3HA14+2HA12	6.88
5	50,367	0.149	0.919	SSA	5.07		3HA14+2HA12	6.88
6	49,856	0.148	0.919	SSA	5.02		3HA14+2HA12	6.88
7	51,011	0.151	0.918	SSA	5.14		3HA14+2HA12	6.88
8	50,967	0.151	0.918	SSA	5.14		3HA14+2HA12	6.88
9	54,82	0.162	0.911	SSA	5.57		3HA14+2HA12	6.88

**Tableau VII.5 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis**

- 1) **Vérifications des sections minimales pour les poutres principales :**  
❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} > A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### 2) Vérifications des sections minimales pour les poutres secondaires :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} > A_{\min} = 0,82 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### 3) Vérifications des sections minimales pour les poutres de chainage :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} > A_{\min} = 0,82 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### ❖ Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes : (BAEL91.art A.5.1)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

#### ➤ Poutres principales:

$$\tau_u = \frac{88.34 \times 10^3}{300 \times 400} = 0.74 \text{ MPa.}$$

➤ **Poutres secondaires PS :**

$$\tau_u = \frac{88.01 \times 10^3}{300 \times 250} = 1.17 \text{ MPa.}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :(BAEL91.art A.5.1.21)**

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte  $\tau_u$  doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

**Poutres principales :**  $\tau_u = 0.74 \text{ MPa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{ Condition vérifiée}$

**Poutres secondaires PS :**  $\tau_u = 1.17 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{ Condition vérifiée}$

**Poutre de chaînage P Ch :**  $\tau_u = 0.11 \text{ MPa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{ Condition vérifiée}$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui  
(BAEL91art 5.1.32)**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Poutres principales :**

$$T_u = 88.34 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{ kN} \dots \text{ condition vérifiée}$$

**Poutres secondaires :**

$$T_u = 88.01 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.27 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ kN} \dots \text{ condition vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

➤ **Appuis de rive :(Art 5.1.31 / BAEL91)**

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

**Poutres principales :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{88.34 \times 10^3}{348 \times 100} = 2.54 \text{ cm}^2;$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 4\text{HA}12 + 4\text{HA}16 = \mathbf{12.56 \text{ cm}^2} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Poutres secondaires :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{88.01 \times 10^3}{348 \times 100} = 2.53 \text{ cm}$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = \mathbf{6.88 \text{ cm}^2} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Appuis intermédiaire :(Art 5.1, 32 / BAEL91)**

Lorsqu'au droit d'un appui l'effort tranchant  $T_u$  est supérieur à  $\frac{M_u}{0.9 \times d}$ , on doit prolonger les armatures au-delà de l'appui et y ancrer une section d'armature supérieure à :

$$A_s \geq \left( T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1.15}{f_{su}}$$

**Poutres principales :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left( 88.34 - \frac{79.902}{0.9 \times 0.37} \right) \times \frac{1.15}{f_{su}} = -0.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = \mathbf{8.01 \text{ cm}^2} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left( T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \left( 88.34 - \frac{79.902}{0.9 \times 0.37} \right) = -189.09$$

**Poutres secondaires :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left( 88.01 - \frac{68.961}{0.9 \times 0.27} \right) \times \frac{1.15}{f_{su}} = -0.50 \text{ cm}^2$$



$$A_{st \text{ adopté}} = 6.88 \text{ cm}^2.$$

**condition vérifiée**

$$\left( T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \left( 88.01 - \frac{68.961}{0.9 \times 0.27} \right) = -151.44$$

**D'où les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires**

❖ **Vérification de l'entraînement des barres : (BAEL91 art. A6.13)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres

**Poutres principales : 4HA16+4HA12 →  $U_i = 35,168 \text{ cm}$ .**

$$\tau_{se} = \frac{88,34 \times 1000}{0.9 \times 370 \times 351,68} = 0,754 \text{ Mpa} \quad \text{..... condition vérifiée}$$

**Poutres secondaires : 3HA14+2HA12 →  $U_i = 20.724 \text{ cm}$ .**

$$\tau_{se} = \frac{88,01 \times 1000}{0.9 \times 270 \times 207.2} = 1,74 \text{ Mpa} \quad \text{.....condition vérifiée}$$

❖ **Longueur de scellement droit des barres :**

On définit la longueur de scellement droit **ls** comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :  
 $\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa.}$

Pour les HA12 :  $l_s = 45.00 \text{ cm}$ .

Pour les HA14 :  $l_s = 50.00 \text{ cm}$ .

Pour les HA16 :  $l_s = 56.00$  cm.

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A

Pour les HA12 :  $l_s = 18.00$  cm.

Pour les HA14 :  $l_s = 20.00$  cm.

Pour les HA16 :  $l_s = 22.00$  cm.

### ❖ Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 12\text{mm}, 25\text{mm})$$

**Soit :  $\Phi_t = 8\text{mm}$ .**

On optera pour un cadre et un étrier soit  **$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$** .

### ❖ Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

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

$$S_t \leq \min(33.3; 40\text{cm}) = \mathbf{33.3 \text{ cm}}.$$

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

$$S_t = \frac{2.01 \times 0.9 \times 400}{(0.74 - 0.3 \times 2.1) \times 1.15 \times 25} = 18.91\text{cm}$$

### ❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2.2/RPA2003):

#### ➤ Poutres principales :

**Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min \left( \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1.4 \right\} \right) = \min (10\text{cm} ; 16.8\text{cm}) = \mathbf{10\text{cm}}$$

**Soit :**  $S_{t \max} \leq \min (33.3\text{cm} ; 18.91\text{cm} ; 10\text{cm}) = 10\text{cm}.$

On opte pour  $S_{t \max} = \mathbf{8 \text{ cm}}.$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}.$$

**Soit :**  $S_{t \max} \leq \min (33.3\text{cm} ; 20\text{cm}) = 20\text{cm}$

On opte pour  $S_{t \max} = \mathbf{15 \text{ cm}}$

➤ **Poutres secondaires :**

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toute leurs longueurs ; on se doit de maintenir un écartement constant des armatures transversales.

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min \left( \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right) = \min (7.5 \text{ cm} ; 14.4\text{cm}) = \mathbf{7.5 \text{ cm}}$$

**Soit :**  $S_{t \max} \leq \min (33.3\text{cm} ; 18.91\text{cm} ; 7.5\text{cm}) = 7.5\text{cm}.$

On opte pour  $S_t = \mathbf{8\text{cm}}.$

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale  $L'$  est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

**Poutres principales :**  $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}.$

**Poutres secondaires :**  $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}.$

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0.9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

❖ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{min}^t = 3\text{‰} S_t \times b$$

$$A_{min} = 0.84 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

-Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

➤ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À  $\frac{1}{5}$  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.
- À  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

❖ **Vérification à L'ELS :**

➤ **État d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **État limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier :  $\overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \underline{15} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times A_s \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa avec } k = 1/k_1$$

$$A_s = \frac{M_s}{b \times A_u \times d}$$

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

❖ **Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales :**

Niveau	M <sub>SMAX</sub> (kN,m)	A <sub>U</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	Obs
<b>Ss2</b>	25.749	8.01	0.572	0.870	29.25	99.86	3.415	15	<b>Vérifiée</b>
<b>Ss1</b>	25.176	8.01	0.572	0.870	29.25	97.64	3.34	15	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	27.34	8.01	0.572	0.870	29.25	106.03	3.63	15	<b>Vérifiée</b>
<b>1</b>	23.561	8.01	0.572	0.870	29.25	91.37	3.12	15	<b>Vérifiée</b>
<b>2</b>	23.629	8.01	0.572	0.870	29.25	91.64	3.13	15	<b>Vérifiée</b>
<b>3</b>	24.19	8.01	0.572	0.870	29.25	93.82	3.21	15	<b>Vérifiée</b>
<b>4</b>	25.02	8.01	0.572	0.870	29.25	97.03	3.32	15	<b>Vérifiée</b>
<b>5</b>	25.016	8.01	0.572	0.870	29.25	97.02	3.31	15	<b>Vérifiée</b>
<b>6</b>	30.634	8.01	0.572	0.870	29.25	118.81	4.06	15	<b>Vérifiée</b>

**Tableau VII.11 : Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales**

❖ **Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires :**

Niveau	M <sub>SMAX</sub> (kN,m)	A <sub>U</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	Obs
<b>SS2</b>	04.755	4.62	0.684	0.880	26.67	43.32	1.60	15	<b>vérifiée</b>
<b>SS1</b>	05.606	4.62	0.684	0.880	26.67	51.06	1.88	15	<b>vérifiée</b>
<b>RDC</b>	08.653	4.62	0.684	0.880	26.67	78.83	2.91	15	<b>vérifiée</b>
<b>1</b>	11.460	4.62	0.684	0.880	26.67	104.39	3.86	15	<b>vérifiée</b>
<b>2</b>	13.843	4.62	0.684	0.880	26.67	126.11	4.66	15	<b>vérifiée</b>
<b>3</b>	15.218	4.62	0.684	0.880	26.67	138.63	5.12	15	<b>vérifiée</b>
<b>4</b>	16.582	4.62	0.684	0.880	26.67	151.059	4.53	15	<b>vérifiée</b>
<b>5</b>	18.374	4.62	0.684	0.880	26.67	167.38	6.19	15	<b>vérifiée</b>
<b>6</b>	16.030	4.62	0.684	0.880	26.67	146.03	5.47	15	<b>Vérifiée</b>

**Tableau VII.11 : Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires**

❖ **Vérification de la contrainte de compression du béton en appuis des poutres principale**

Niveau	M <sub>S</sub> MAX (kN,m)	A <sub>U</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (M pa)	σ̄ <sub>bc</sub> (M pa)	Obs
<b>SS2</b>	40.571	12.56	0.897	0.866	22.31	100.81	4.51	15	vérifiée
<b>SS1</b>	43.849	12.56	0.897	0.866	22.31	108.95	4.88	15	vérifiée
<b>RDC</b>	46.370	12.56	0.897	0.866	22.31	115.22	5.16	15	vérifiée
<b>1</b>	48.578	12.56	0.897	0.866	22.31	120.70	5.40	15	vérifiée
<b>2</b>	50.207	12.56	0.897	0.866	22.31	124.75	5.58	15	vérifiée
<b>3</b>	52.184	12.56	0.897	0.866	22.31	129.66	6.22	15	vérifiée
<b>4</b>	55.673	12.56	0.897	0.866	22.31	138.33	6.19	15	vérifiée
<b>5</b>	57.979	12.56	0.897	0.866	22.31	144.06	6.45	15	vérifiée
<b>6</b>	59.905	12.56	0.897	0.866	22.31	148.85	6.66	15	vérifiée

**Tableau VII.11 : Vérification de la contrainte de compression du béton en appuis des poutres principale**

❖ **Vérification de la contrainte de compression du béton en appuis des poutres secondaires :**

Niveau	M <sub>S</sub> MAX (kN,m)	A <sub>U</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	Obs
<b>SS2</b>	48.149	6.88	1.019	0.859	20.46	301.74	14.48	15	Vérifiée
<b>SS1</b>	49.437	6.88	1.019	0.859	20.46	308.81	14.87	15	Vérifiée
<b>RDC</b>	49.848	6.88	1.019	0.859	20.46	312.39	14.99	15	Vérifiée
<b>1</b>	36.944	6.88	1.019	0.859	20.46	231.52	11.11	15	Vérifiée
<b>2</b>	36.734	6.88	1.019	0.859	20.46	230.21	11.05	15	vérifiée
<b>3</b>	36.362	6.88	1.019	0.859	20.46	227.87	10.93	15	vérifiée
<b>4</b>	37.200	6.88	1.019	0.859	20.46	233.13	11.19	15	vérifiée
<b>5</b>	37.170	6.88	1.019	0.859	20.46	232.62	11.16	15	vérifiée
<b>6</b>	40.157	6.88	1.019	0.859	20.46	251.66	12.07	15	vérifiée

**Tableau VII.10 : Vérification de la contrainte de compression du béton en appuis des poutres secondaires**

**Conclusion :**

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes... .. **condition vérifiée**

❖ **ELS vis à vis des déformations**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

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

$A_s$  : Section adoptée en travée.

$f_e$  : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

$M_t$  : Moment max à l'ELS (à partir du logiciel).  $M_0$  : Moment max isostatique ( $q_{\max} l^2 / 8$ ).

### ❖ Vérification des conditions :

#### 1<sup>ère</sup> condition 2<sup>ème</sup> condition 3<sup>ème</sup> condition

##### **Poutres principales**

- 1)  $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{470} = 0.0851 > 0.0625$  **condition vérifiée**
- 2)  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.0851 > \frac{0.85M_0}{10 \times M_0} = 0.085$  **condition vérifiée**
- 3)  $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 37} = 0.0072 \leq 0.0105$  **condition vérifiée**

##### **Poutres secondaires :**

- 1)  $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{325} = 0.092 > 0.0625$  **condition vérifiée**
- 2)  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.092 > \frac{0.85M_0}{10 \times M_0} = 0.085$  **condition vérifiée**
- 3)  $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{25 \times 27} = 0.0068 \leq 0.0105$  **condition vérifiée**

# Chpitre VIII

## Ferraillage des voiles



### VIII.1.Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

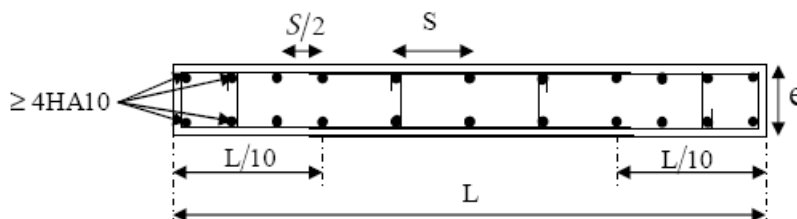
- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.



### VIII-1 Disposition des armatures verticales dans les voiles

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3} \right)$$

Où  $L'$  : la longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter

-Section entièrement comprimé (**SEC**)

-Section partiellement comprimé (**SPC**)

-Section entièrement tendue (**SET**)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones : (Épaisseur:  $e = 20$  cm)

- **Zone I** : 2S-SOL ; 1S-SOL ; RDC
- **Zone II** : 1<sup>er</sup> ; 2<sup>ème</sup> ; 3<sup>ème</sup>
- **Zone III** : 4<sup>ème</sup> ; 5<sup>ème</sup> ; 6<sup>ème</sup>

### VIII.2. 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du Voile

V et V' : bras de levier du voile ( V = V' = L/2)

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min(h_e/2, 2/3 L_c)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

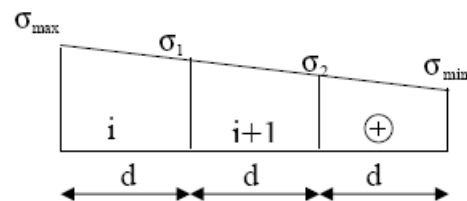
### VIII.3. Armatures verticales :

- **Ferrailage section entièrement comprimée:**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile



La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

**B** : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle :  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

▪ **Armatures minimales:**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

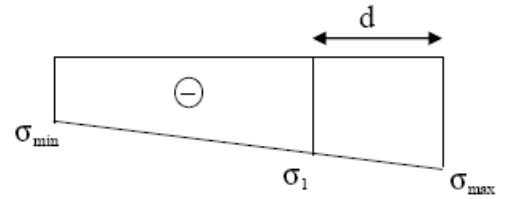
$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91})$$

➤ **Ferrailage section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

la section d'armature d'une section entièrement tendue est

égale à :  $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$



▪ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

**B** : section du tronçon considéré

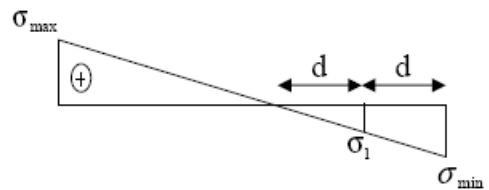
➤ **Ferrailage section partiellement comprimé :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



▪ **Armatures verticales minimales :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

### VIII.4. Armatures horizontales:

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10  $\Phi$**  et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$A_h \geq 0.15\%B$  globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0.10\%B$  en zone courante

B : Section du béton

$A_v$  : Section d'armature verticale

### VIII.5. Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

#### ❖ Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3):

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile  $A_v$  et  $A_h \geq 0.15\%B$
- Zone courante :  $A_v$  et  $A_h \geq 0.10\%B$

#### ❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

### ❖ Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

### VIII.6. Dispositions constructives:

#### ➤ **Escapement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \quad \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

#### ➤ **Longueur de recouvrement :**

-  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

#### ➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

### VIII.7. Vérification des contraintes de cisaillement :

#### ➤ **(Art 7.7.2 RPA):**

La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad ; \quad \tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

**Avec :**  $\bar{V} = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$

**$b_0$**  : Epaisseur du linteau ou du voile

**$d$**  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

**$h$**  : Hauteur totale de la section brute

➤ **Art 5.1.1 BAEL 91 :**

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

Fissuration préjudiciable:  $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.26\text{MPa}.$

**VIII. 8.Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à **15 Mpa**.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

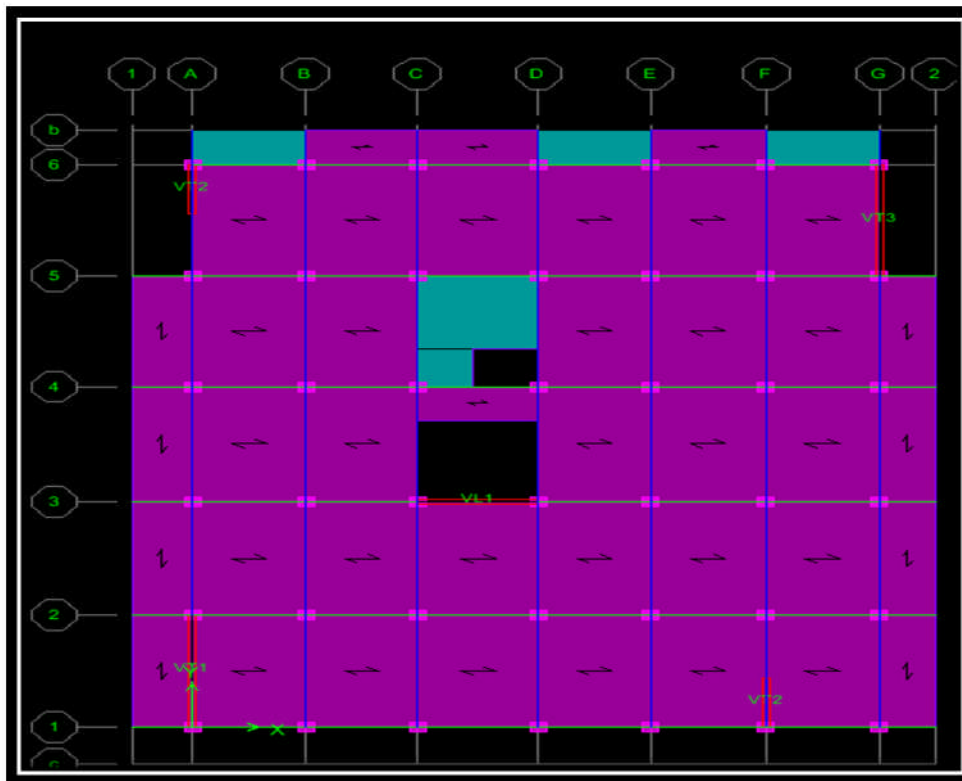
Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

**VIII.9. Exemple de calcul :**



Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

**a) Ferrailage vertical :**

Nous proposons le calcul détaillé du voile VT1 ( $L = 4.55m$ ) du RDC :

**Détermination des sollicitations :**

**Zone I :**

**1) Caractéristiques géométriques :**

$$L = 4,55 \text{ m}, \quad e = 0,20 \text{ m} \quad I = 1,570 \text{ m}^4 \quad B = L \times e = 0,910 \text{ m}^2$$

$$V = V' = L / 2 = 2.275 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 1727.49 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{\min} = -4131.42 \text{ KN/m}^2$$

**❖ Conclusion :**

- la section est partiellement comprimée (S.P.C)

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{1727.49}{1727.49 + 4131.42} \times 4.55 = 1.34 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4.55 - 1.34 = 3.21 \text{ m}$$

$$L_t = 3.21 \text{ m}$$

**• Calcul de la longueur (d) :**

$$\text{Avec : } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0.89 \text{ m}$$

$$\text{Soit un tronçon } d = \frac{L_t}{2} = 1.605 \text{ m}$$

**Détermination des armatures :**

**• Bande 1 :**

On prend  $d = 0.45 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \sigma_{\min}}{L_t} = 3552.25 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 475.17 \text{ KN}$$

■

**Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 11.87 \text{ cm}^2$$

**Bande 2 :**

On prend  $d=0.89m$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 316.15 \text{ KN}$$

▪

**Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 7.9 \text{ cm}^2$$

**Section minimale**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 \cdot d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.005 \cdot d \cdot e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 \cdot 43 \cdot 20.2 \cdot 1}{400}; 0.005 \cdot 43 \cdot 20 \right\} = 4.3 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{v1} = 11.87 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{v2} = 7.9 \text{ cm}^2$$

**Armatures de coutures**

$$A_{vj} = \frac{1.54 T}{f_e} = \frac{1.54 \times 553.17 \times 10}{400} = 21.29 \text{ cm}^2$$

$$A1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 17.19 \text{ cm}^2$$

$$A2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = 13.22 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

**1ere bande : 10HA14=15.39cm<sup>2</sup>/d1 soit: 5HA14 /nappe .avec espacement de 15 cm**

**2ième bande : 10HA14=15.39 cm<sup>2</sup>/d2 soit: 5HA14/nappe avec espacement de 15 cm**

▪ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 :

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}, 0.15\% B \right\} = 13.65 \text{ cm}^2$$

Soit : **9HA14 = 13.85cm<sup>2</sup>/ ml /par nappe avec : est = 25 cm**

**Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit : HA8.

❖ **-Vérification des contraintes de cisaillement:**

**Selon le RPA99 modifié 2003 :**

$$\zeta_b = \frac{1.4 T}{e \cdot d}$$

$$\zeta_b = \frac{1.4 \times 626.55}{0.2 \times 0.9 \times 2.95} \times 10^{-3} = 1.84 \text{ MPa} < \bar{\zeta}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

**Selon le BAEL91 modifié 99 :**

$$\bar{\zeta}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\zeta_u = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{698.63}{0.2 \times 0.9 \times 2.95} \times 10^{-3} = 1.31 \text{ MPa} < \bar{\zeta}_u \dots \text{condition vérifiée}$$

**2. vérification a L'ELS :**



$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = \frac{1811.09}{6600 + 15 \times 23.4} \times 10 = 0.38 MPa$$

$$= 2.61 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

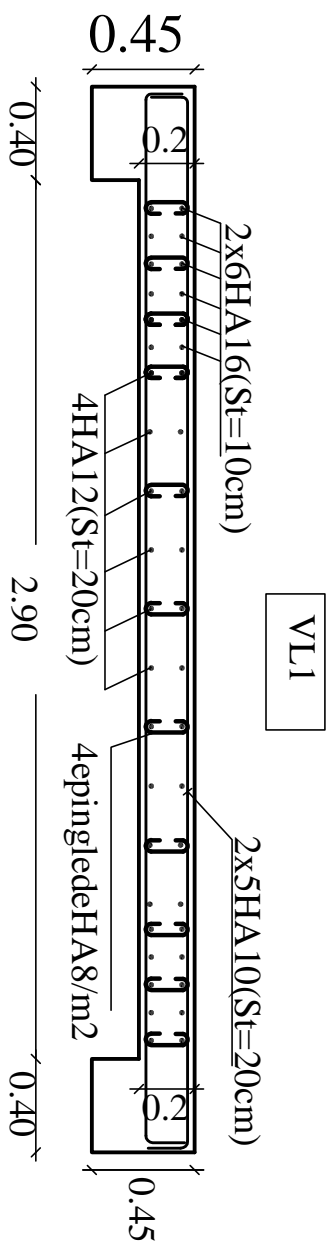
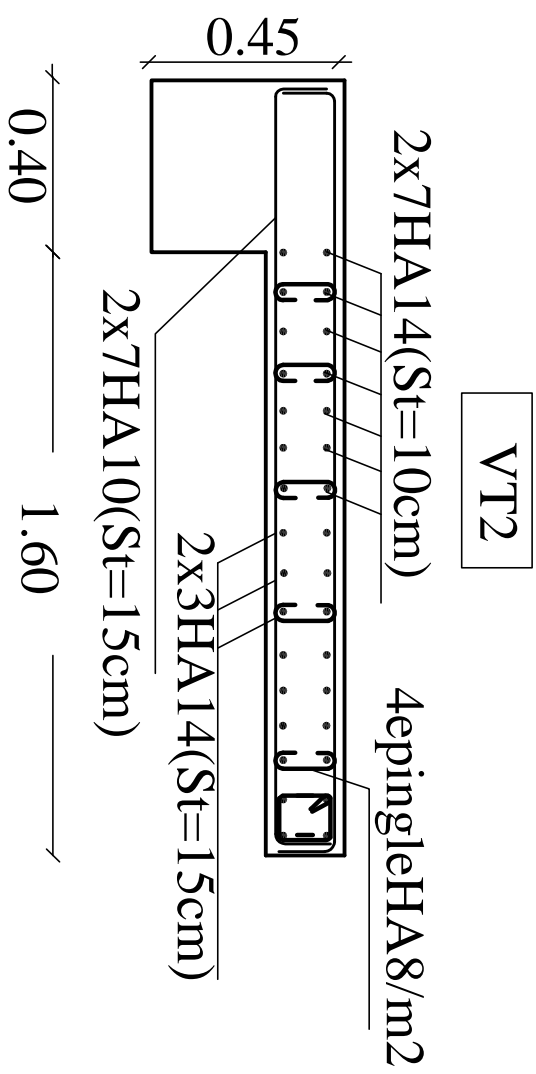
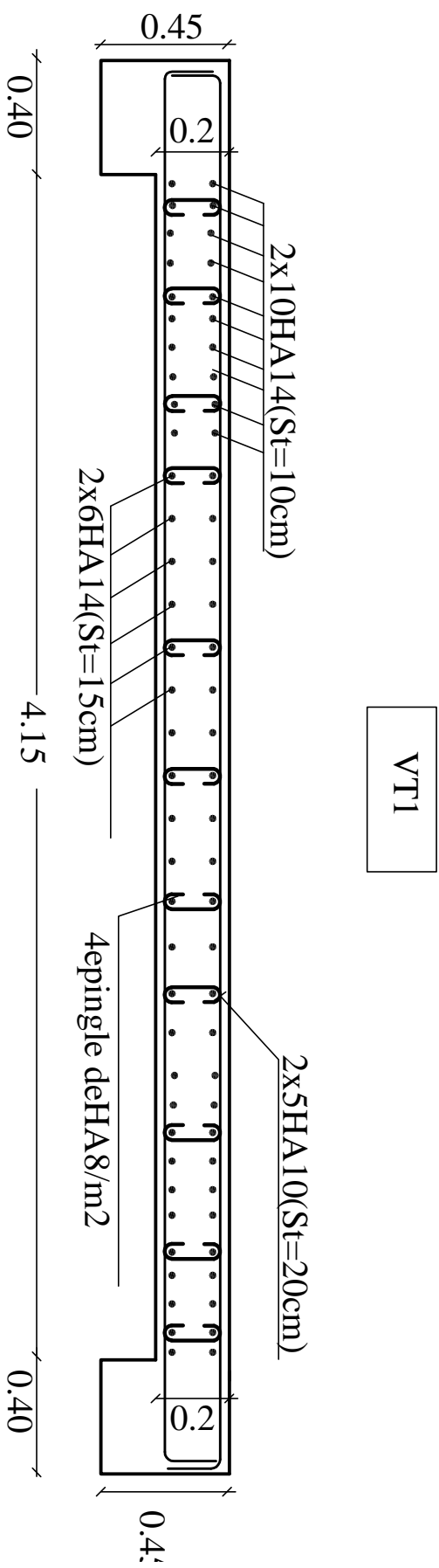
**VIII.9. Les résultats de calcul des voiles sont illustres dans les tableaux Suivants :**

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.25	3.25	3.25
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.65	0.65	0.65
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		1265.23	132.36	-111.18
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-6085.62	-3545.86	-1538.43
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Vu (kN)		906.71	299.55	221.93
	Lt(m)		2.69	3.13	3.50
	Lc(m)		0.56	0.12	-0.25
	d (m)		1.345	1.567	1.752
	$\sigma_1$ [KN/m²]		632.615	66.180	-55.590
	N (kN)	N1	255.32	31.10	-29.21
		N2	85.106	10.367	-9.737
	Av (cm²)	Av1	6.38	0.78	-0.73
		Av2	2.13	0.26	-0.24
	Avj (cm²)		34.91	11.53	8.54
	Avj correspond (cm2)		14.45	5.56	4.60
	A (cm²)	A1=Av1+Avjcor	20.83	6.34	3.87
		A2=Av2+Avjcor	16.58	5.82	4.36
	Amin (cm²)		14.13	16.45	18.39
	Av adopté (cm²)	Bonde1	24.12	18.46	18.46
		Bonde 2	18.46	18.46	18.46
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x6HA16	2X6HA14	2X6HA14
		Bonde 2	2X6HA14	2X6HA14	2X6HA14
	St (cm)	Bonde1	10	25	29
		Bonde 2	20	25	29
	AHmin=0.0015*B (cm2)/bande		8.07	9.40	10.51
	AH /nappe (cm²)		6.03	4.62	4.62
	Choix des barres/nappe (cm²)		10HA10	8HA10	8HA10
ep =20cm		(A=7.85cm²)	(A=5.02cm²)	(A=5.02cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1.550	0.512	0.379
		$\tau_b$ (MPa)	2.170	0.717	0.531
	ELS	Ns (kN)	2384.69	1901.66	983.31
$\sigma_b$ (MPa)		3.34	2.70	1.39	

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.55	4.55	4.55
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.91	0.91	0.91
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3369.24	1124.15	1220.69
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6644.72	-3174.68	-1246.53
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	626.55	457.33	286.19
	L <sub>t</sub> (m)	3.02	3.36	2.30
	L <sub>c</sub> (m)	1.53	1.19	2.25
	d (m)	1.510	1.680	1.149
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1684.620	562.075	610.345
	N (kN)	N <sub>1</sub>	762.91	283.30
		N <sub>2</sub>	254.305	94.433
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	19.07	7.08
		A <sub>v2</sub>	6.36	2.36
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	24.12	17.61	11.02
	A <sub>vj</sub> correspond (cm <sup>2</sup> )	8.00	6.50	2.78
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vjcor</sub>	27.08	13.58
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vjcor</sub>	14.36	8.86
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	15.85	17.64	12.07
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	30.78	18.46
		Bonde 2	18.46	18.46
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x10HA14	2X6HA14
		Bonde 2	2X6HA14	2X6HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	15	28
		Bonde 2	25	28
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande	9.06	10.08	6.90
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )	7.70	4.62	3.39
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )	10HA10	6HA10	6HA10
Vérification des contraintes	ep =20cm	(A=7.85cm <sup>2</sup> )	(A=4.71cm <sup>2</sup> )	(A=4.71cm <sup>2</sup> )
	Armature transversal	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.765	0.558
		$\tau_b$ (MPa)	1.071	0.782
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2425.7	1549.14
		$\sigma_b$ (MPa)	2.47	1.60

	Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2	2	2
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.4	0.4	0.4
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		1175.67	89.09	119.39
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-4991.46	-359.74	-190.64
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		462.5	323.19	190.84
	L <sub>t</sub> (m)		1.62	1.60	1.23
	L <sub>c</sub> (m)		0.38	0.40	0.77
	d (m)		0.809	0.802	0.615
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2495.730	179.870	95.320
	N (kN)	N <sub>1</sub>	605.99	43.25	17.58
		N <sub>2</sub>	201.996	14.417	5.861
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	15.15	1.08	0.44
		A <sub>v2</sub>	5.05	0.36	0.15
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		17.81	12.44	7.35
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	19.60	4.19	2.28
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	5.05	3.47	1.98
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.40	8.42	6.46
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	21.54	9.24	6.78
		Bonde 2	6.78	9.24	6.78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x7HA14	2x3HA14	2x3HA12
		Bonde 2	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	11	25	20
		Bonde 2	25	25	20
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		4.86	4.81	3.69
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		5.39	2.31	1.70
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA10	4HA10	4HA10
	ep =16cm		(A=5.5cm <sup>2</sup> )	(A=3.14cm <sup>2</sup> )	(A=3.14cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1.285	0.898	0.530
		$\tau_b$ (MPa)	1.799	1.257	0.742
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2587.37	1740.68	843.62
		$\sigma_b$ (MPa)	5.85	4.07	2.01

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.5	4.5	4.5
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.9	0.9	0.9
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3581.27	1086.9	1480.51
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6851.87	-3300.56	-1283.78
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	722.72	387.71	224.88
	L <sub>t</sub> (m)	2.96	3.39	2.09
	L <sub>c</sub> (m)	1.54	1.11	2.41
	d (m)	1.478	1.693	1.045
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1790.635	543.450	740.255
	N (kN)	N <sub>1</sub>	793.79	275.95
		N <sub>2</sub>	264.596	91.985
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	19.84	6.90
		A <sub>v2</sub>	6.61	2.30
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	27.82	14.93	8.66
	A <sub>vj</sub> correspond (cm <sup>2</sup> )	9.14	5.61	2.01
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vjcor</sub>	28.98	12.51
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vjcor</sub>	15.75	7.91
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	15.52	17.77	10.97
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	30.78	18.46
		Bonde 2	18.46	18.46
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x10HA14	2X6HA14
		Bonde 2	2X6HA14	2X6HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	15	28
		Bonde 2	25	28
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande	8.87	10.16	6.27
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )	7.70	4.62	3.39
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )	10HA10	7HA10	7HA10
Vérification des contraintes	ep =20cm	(A=7.85cm <sup>2</sup> )	(A=5.02cm <sup>2</sup> )	(A=5.02cm <sup>2</sup> )
	Armature transversal	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.892	0.479
		$\tau_b$ (MPa)	1.249	0.670
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2384.69	1580.37
		$\sigma_b$ (MPa)	2.45	1.65



# Chapitre IX

## Etude de l'infrastructure

### Fondations :

#### XI-1-Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

#### ❖ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

#### ❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.



### ❖ Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bât. d'habitation, bât industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

### ❖ Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés

#### **Les fondations superficielles :**

1. Fondations assises sur des remblais non stabilisés
2. Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
3. Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
4. Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
5. Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
6. Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,...)
7. Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
8. Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

#### **Les fondations profondes :**

1. L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
2. Erreurs lors de l'exécution.
3. Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

### **Conclusion :**

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

Vu que notre ouvrage est important et le site d'implantation de type meuble (S3), il est vivement conseillé d'utiliser des semelles filantes ou un radier pour nos fondations.

### XI.2. Dimensionnement :

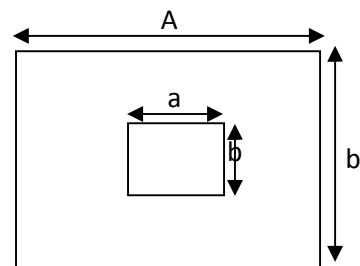
#### a) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K=1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



Exemple :

$$N_{ser} = 483 \text{ kN}, \quad \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 1.39 \text{ m}$$

#### Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

#### IX-4-2) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau IX.1 :** Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q(KN/m <sup>2</sup> )	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	2793.29	3.25	3.44	11.18

**Tableau IX.2 :** Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	2425.70	4.55	2.13	9.69
VT2	2587.37	2	5.17	10.34
VT3	2384.69	4.50	2.11	9.5

$$S_v = \sum S_i = 40.71m^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

#### IX-4-3) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique transversal (C-C) (fil de poteaux le plus sollicité  $N_{smax} = 486.96KN$ ).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau X.3 :** Surface de semelles filantes sous poteaux

Poteau	Pi=Gi+Qi (KN)	Mi (KN.m)	ei(m)	Pi x ei (KN.m)
1	1059.19	2.682	11.425	12095.94
2	1240.3	1.058	6.925	8589.07
3	1140.61	1.012	2.425	2765.97
4	486.96	0.260	-2.275	-1107.83
5	1023.14	0.991	-6.875	-7034.08
6	671.61	8.299	-11.425	-7673.14
Somme	5621.81	14.302	0	7635.93

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = 1.36m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 1.36m < \frac{L}{6} = \frac{22.85}{6} = 3.8m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5621.81}{22.85} \times \left(1 - \frac{6 \times (1.36)}{22.85}\right) = 158.17 \text{ KN / m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5621.81}{22.85} \times \left(1 + \frac{6 \times (1.36)}{22.85}\right) = 333.89 \text{ KN / m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5621.81}{22.85} \times \left(1 + \frac{3 \times (1.36)}{22.85}\right) = 289.96 \text{ KN / m}$$

### IX-4-4) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{289.96}{250} = 1.16m$$

On prend  $B = 1.20m$ .

On aura donc,  $S = 1.20 \times 22.85 = 27.42m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

$n$  : Nombre de fil dans le sens considéré.

$$S_t = 27.42 \times 6 + 40.71 = 205.23m^2$$

### Remarque :

- La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 421.58m^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal :  $S_t = 205.23 m^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{205.23}{421.58} = 0.48 = 48 \% \Rightarrow S_t < 50\% S_{bat}$$

### Conclusion :

On remarque que la surface de la semelle filante est inférieure à 50% de la surface totale du Bâtiment donc on peut conclure que la semelle filante est acceptable. Donc j'opte pour des semelles filantes comme fondation.

### VI-4-Calcul de semelle :

#### VI-4-1-Hauteur de la semelle :

$$h_s \geq \frac{B - d}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec :

$B$  : largeur de la semelle.

$h_s$  : Hauteur de la semelle.

$b$  : largeur du poteau dans le sens x

$$h_s \geq \frac{120 - 40}{4} + 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm}.$$

On adopte une hauteur  $h_s = 35 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$L = 29.75m$$

$$B = 120 \text{ cm}$$

$$h_s = 35 \text{ cm}$$

A fin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

#### **XI-4-2-Etude de la poutre de rigidité :**

##### **XI-4-2-1-Dimensionnement :**

Il faut que : La hauteur :  $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

$$\text{La largeur } \frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$$

$L$  étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 4.7m \Rightarrow \frac{470}{9} \leq h_p \leq \frac{470}{6} \Rightarrow 52.22 \leq h_p \leq 78.33 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur  $h_p = 70 \text{ cm}$ .

$$h_p = 70 \text{ cm} \Rightarrow \frac{70}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 70}{3} \Rightarrow 23.33 \leq b_p \leq 46.66$$

On adopte une largeur  $b_p = 40 \text{ cm}$ .

##### **XI-4-2-2-Ferraillage de la poutre (ELU) :**

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur cinq appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

##### **Calcul de la charge uniforme :**

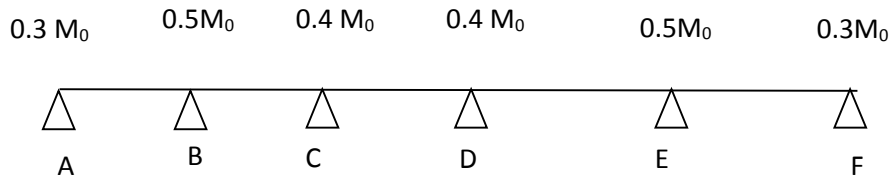
Point d'appuis	$N_U$	$M_U$	$e_U$	$N_U * e_i$
24	1484.84	0.006	11.425	16964.297
23	1708.05	0.006	6.925	11828.24
22	1503.08	0.006	2.425	3644.969
21	1947.58	25.671	-2.425	-4722.88
20	1413.19	0.006	-6.875	-9715.68
19	914.08	0.006	-11.425	-10443.36
Somme	8970.82	25.701	0	7555.586

$$R = \sum N_U = 8970.82 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_u + \sum M_i}{R} = \frac{-7555.586 + 25.701}{8970.82} = -0.83 \text{ m.}$$

$$q_u = \frac{\sum N_U}{L_T} \left( 1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{8970.82}{22.85} \left( 1 + \frac{3 \times (-0.83)}{22.85} \right) = 349.81 \text{ KN/ml}$$

**VI-4-2-3-Calcul des moments isostatiques :**



La travée AB et BC :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{349.81 \times (4.5)^2}{8} = 885.46 \text{ KN.m}$$

La travée CD :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{349.81 \times (4.7)^2}{8} = 965.91 \text{ KN.m}$$

La travée DE :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{349.81 \times (4.6)^2}{8} = 925.25 \text{ KN.m}$$

La travée EF:

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{349.81 \times (4.55)^2}{8} = 905.24 \text{ KN.m}$$



**XI-4-2-4-Calcul des armatures :**

**Aux appuis :**

Appui	M <sub>a</sub> (kN.m)	M	B	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation	A (adoptée) (cm <sup>2</sup> )
A	265.64	0.101	0.946	11.86	3.28	Au > Amin	5HA16+2HA14=13.13
B	442.73	0.169	0.906	20.65	3.28	Au > Amin	8HA16+3HA14=20.7
C	386.36	0.147	0.919	17.76	3.28	Au > Amin	10HA16=20.11
D	386.36	0.147	0.919	17.76	3.28	Au > Amin	10HA16=20.11
E	370.1	0.140	0.924	16.92	3.28	Au > Amin	8HA16+HA14=17.62
F	362.1	0.138	0.925	16.54	3.28	Au > Amin	6HA16+3HA14=16.68

**Tab XI.4: Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis**

**En travée :**

Travée	M <sub>t</sub> (kN.m)	M	β	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation	A (adoptée) (cm <sup>2</sup> )
A-B	610.96	0.232	0.866	29.81	3.28	Au > Amin	2HA20+4HA25=30.82
B-C	553.26	0.210	0.881	26.53	3.28	Au > Amin	6HA20+4HA16=26.88
C-D	669.38	0.254	0.856	33.04	3.28	Au > Amin	5HA20+5HA16=25.76
D-E	633.06	0.241	0.859	31.14	3.28	Au > Amin	5HA20+8HA16=31.79
E-F	623.33	0.237	0.862	30.55	3.28	Au > Amin	2HA20+4HA25=30.82

**Tab XI.5: Ferrailage de la poutre de rigidité en travée**

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_U = \frac{V_U^{Max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ Mpa}, 4 \text{ Mpa}\right)$$

$$V_U = \frac{q_u l}{2} = \frac{349.81 \times 4.7}{2} = 822.05 \text{ KN}.$$

$$\tau_U = \frac{822.05 \times 10^3}{680 \times 400} = 3.02 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u$$

**Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_{l \min}\right) \text{ cm}.$$

$$\Phi_t \leq \min(2, 4, 1.4) \text{ cm}.$$

$$\Phi_t \leq 1.4 \text{ cm. on prend } \Phi_t = 8 \text{ mm}.$$

**Espacement des cadres :**

Selon le RPA, L'espace entre les cadres doit être :

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l, 30\right)$$

$$S_t \leq \min(17.5, 30, 30) \text{ cm}.$$

$$S_t \leq 17.5 \text{ cm. on prend } S_t = 10 \text{ cm}.$$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm. on prend } S_t = 35 \text{ cm}.$$

### Vérification des armatures transversales :

$$A_t \geq 0.003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2.02 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

### X-2 Ferrailage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_b = \frac{N_{uf}(B - b)}{8 d \sigma_{st}}$$

$$\text{Ou } N_{uf} = B \sigma_{3/4} 100$$

$A_b$  est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ).

$$N_{uf} = 289.96 \times 1.20 \times 1 = 347.95 \text{ KN.}$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{347.95 \times 10(120 - 40)}{8 \times 68 \times 348} = 1.47 \text{ cm}^2.$$

On prend **5HA12 = 5.65  $\text{cm}^2/\text{ml}$ .**

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

On prend **4HA10 = 3.14  $\text{cm}^2$ .**

### IX-3 Ferrailage de la semelle sous voile (VL1) :

Dimensionnement :

On p La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B - d}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{120 - 40}{4} + 5 = 25 \text{ cm}$$

On prend **h = 35 cm.**

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$\mathbf{B = 120 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

### Ferrailage de la semelle sous voil (VL1) :

$$\mathbf{N_s = 2843.67 \quad L = 3.25 \text{ m}}$$

$$\mathbf{B \geq \frac{2793.29}{3.25 \times 250} \geq 3.4 \text{ on prendre } B = 340 \text{ cm}}$$

$$H \geq \frac{340-40}{4} + 5 = 80$$

On prendre  $h=80\text{cm}$

$B=340\text{cm}$

$h=80\text{cm}$

**Vérification de la contrainte du sol :**

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{BL} \leq \frac{2793.29}{3.4 \times 3.25} = 252.78 \text{KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m

$$N_U = 3903.50 \text{ KN.}$$

$$M_U = \frac{N_u(B - b)^2}{8 \times B} = \frac{3903.05(1 - 0.4)^2}{8 \times 1} = 175.65 \text{ KN.m}$$

$$(Z = 0.9 d)$$

$$A = \frac{M_U}{Z\sigma_s} = \frac{175.65 \times 10^3}{0.9 \times 68 \times 348}$$

$$A = 8.24 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2.$$

### Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soient } 5\text{HA } 10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

### Ferraillage de la longrine :

#### Le rôle des longrines :

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN.}$$

#### Avec :

$N$  : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points D'appuis solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site Considérée. (Site : S2 ; zone IIa).

### Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

- (25cm x30cm) : site de catégorie S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>.
- (30cm x30cm) : site de catégorie S<sub>4</sub>.

On adoptera pour notre cas une section de **(30 X 25) cm**

### Armatures longitudinales :

$$N = 349.81 \text{ kN}$$

$$\alpha = 15 \text{ (Zone II a ; Site 3)}$$

$$F = \frac{349.81}{15} = 23.32 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}.$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{23.32 \times 10}{348} = 0.67 \text{ cm}^2.$$

**Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.**

$$A_{min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2.$$

⇒ On adopte une section d'armature longitudinale de **A= 4HA14 =6, 15 cm<sup>2</sup>**

**Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_{l \min}\right) \text{ cm}.$$

$$\Phi_t \leq \min(0.86, 2.5, 1.2) \text{ cm}.$$

$$\Phi_t \leq 1.00 \text{ cm. on prend HA8.}$$

**Espacement des cadres :**

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min(20, 15\Phi_l) = \min(20, 21).$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm. on prend } S_t = 15 \text{ cm}.$$



# Chapitre X

## Etude du mur plaque



### X-1-Introduction :

Le mur plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres. Sa hauteur est de 5.76 m. L'épaisseur minimale exigée par le RPA 99 est telle que :  $e \geq 15\text{cm}$ .

Dans notre cas on optera pour une épaisseur de 20cm.

Le mur est encastré à la base et simplement appuyé sur le plancher.

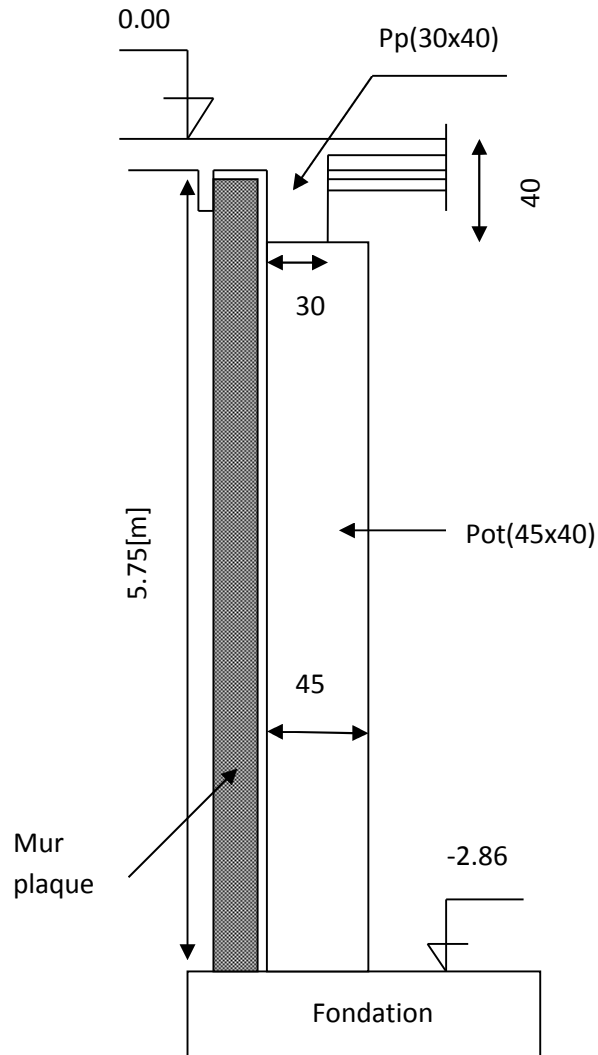


Figure X.1 : Coupe verticale du mur plaque

### X-2- Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

Avec :

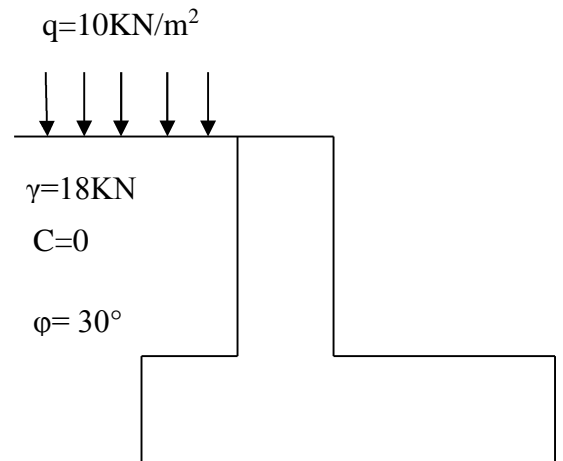
$\sigma_H$  : contrainte horizontale  $\sigma_H = K_a \times \sigma_V$

$\sigma_V$  : contrainte vertical

$K_a$  : coeff de poussée des terres )

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$\phi$  : angle de frottement interne



**Figure X.2: Schéma caractéristique du sol**

### IX-3-Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Poids volumique des terres :  $\gamma=18\text{KN/m}^3$

Surcharge éventuelle :  $q=10\text{KN/m}^2$

Angle de frottement :  $\varphi= 30^\circ$

Cohésion :  $C=0$

#### ❖ Calcul des sollicitations :

##### ELU :

$K_a=0.33$

$\sigma_H = K_a \times \sigma_v = K_a \times (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$

$h=0 \rightarrow \sigma_{H1}=0.33 \times (1.5 \times 10)=4.95 \text{ KN/m}^2$

$h=5.75 \rightarrow \sigma_{H2}=0.33 \times (1.35 \times 18 \times 5.75 + 1.5 \times 10)=51.059 \text{ KN/m}^2$

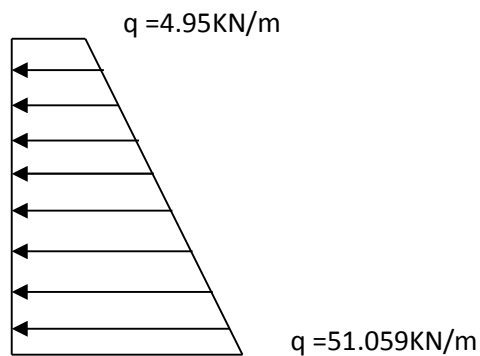
##### ELS:

$\sigma_H = K_a \times \sigma_v = K_a \times (\gamma \times h + q)$

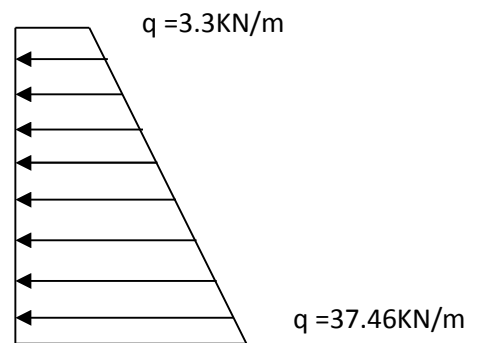
$h=0 \rightarrow \sigma_{H1}=0.33 \times 10=3.3 \text{ KN/m}^2$

$h=5.75 \rightarrow \sigma_{H2}=0.33 \times (10 + 18 \times 5.75)=37.46 \text{ KN/m}^2$

ELU



ELS



**Figure X.3: Diagramme des contraintes aux états limites**

### ❖ Charge moyenne:

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

**ELU**

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min})}{4} \times 1 = \left( \frac{3 \times 51.059 + 4.95}{4} \right) \times 1 = 39.53 \text{ kN/m}$$

**ELS**

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min})}{4} \times 1 = \left( \frac{3 \times 37.46 + 3.3}{4} \right) \times 1 = 28.92 \text{ kN/m}$$

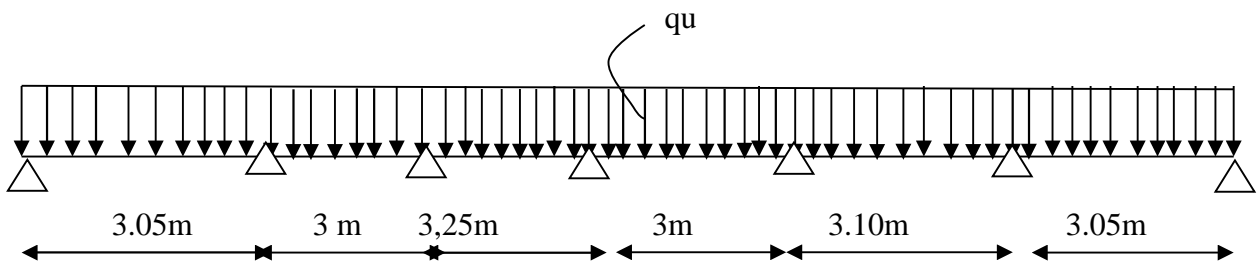
### IX.2. Ferrailage du mur plaque :

#### a) Méthode de calcul :

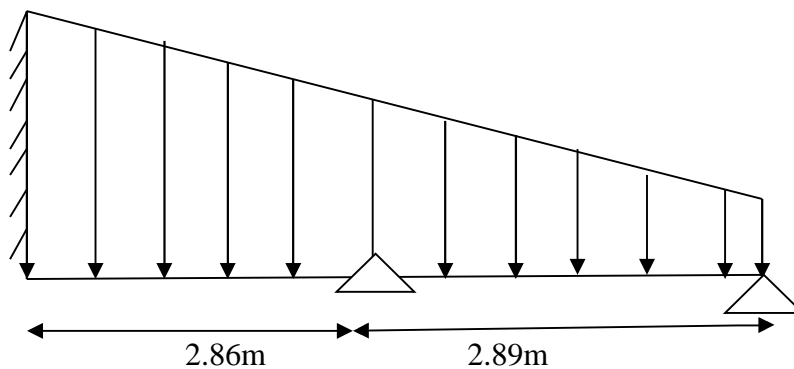
La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux appuis sur 6 appuis.

#### Schéma statique : sens(xx)

$q_u = 39.53 \text{ kN/ml}$  ,  $q_s = 28.92 \text{ kN/ml}$



#### Sens (Y-Y)

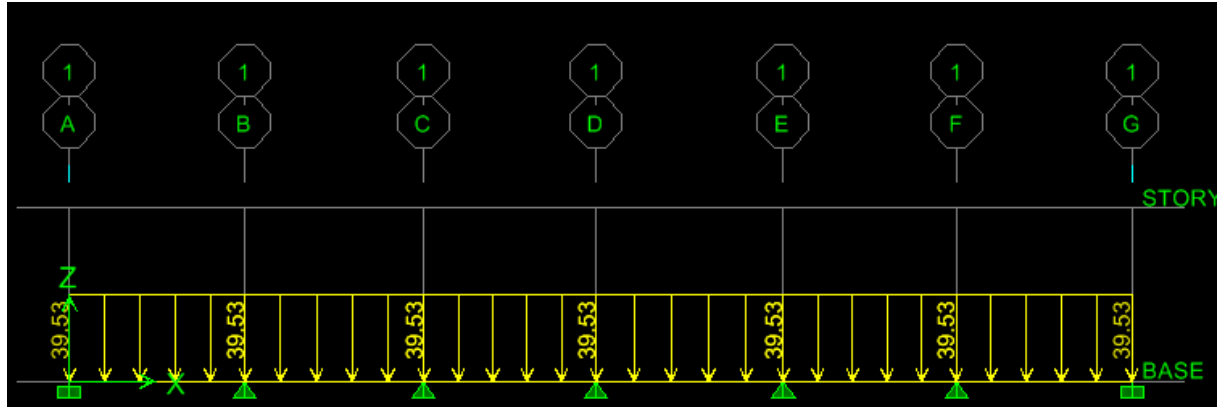


Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel ETABS Les résultats sont représentés dans les figures ci-après :

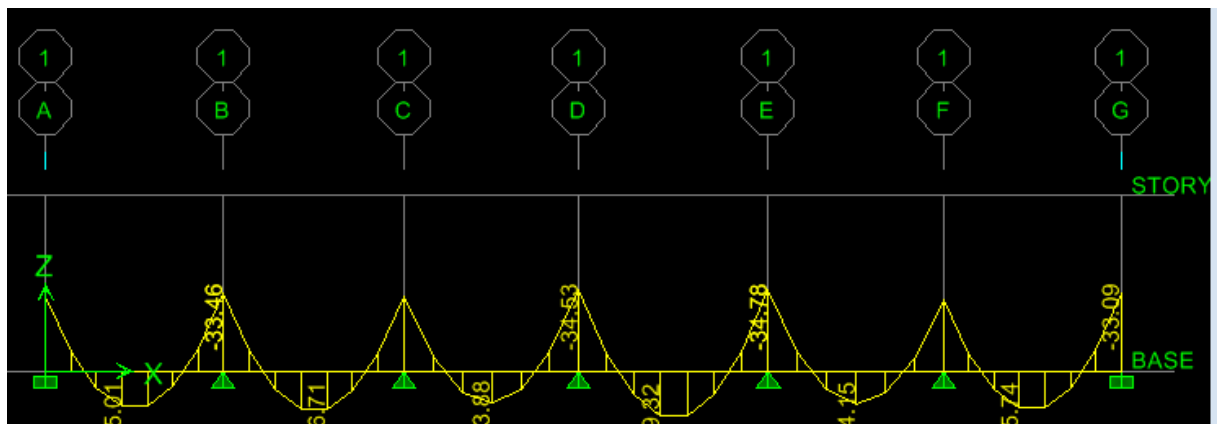
- Sens x-x :

-ELU :

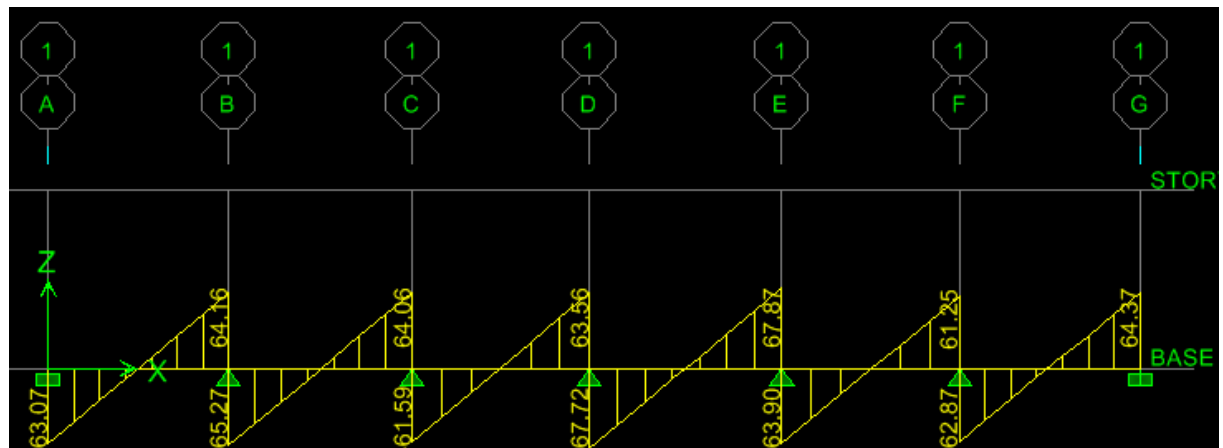
**Fig.1-Les chargements**



**Fig. 2.Diagrammes des moments**



**Fig.3.Diagrammes des efforts tranchants :**



ELS :

Fig.1-Les chargements

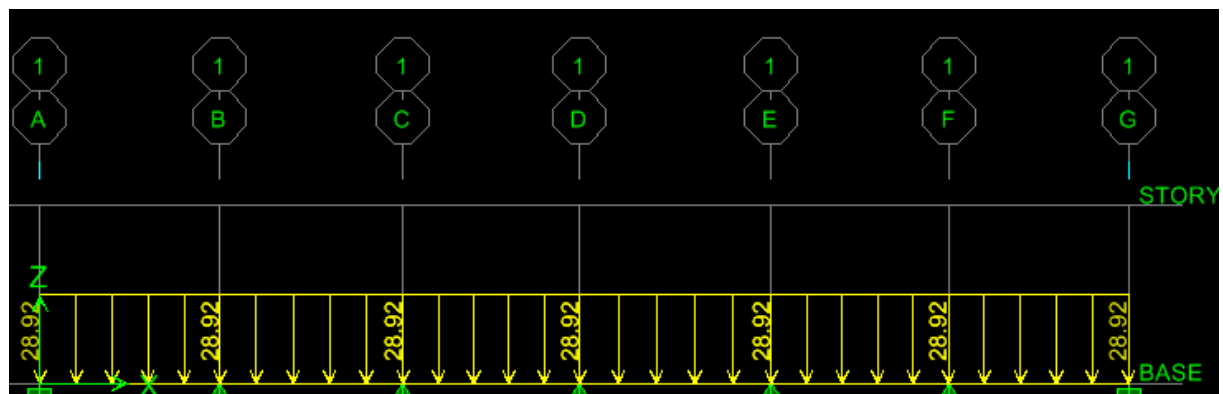


Fig. 2.Diagrammes des moments

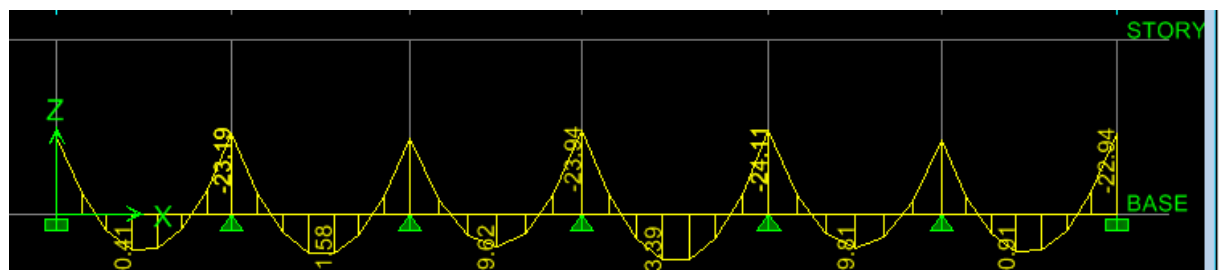
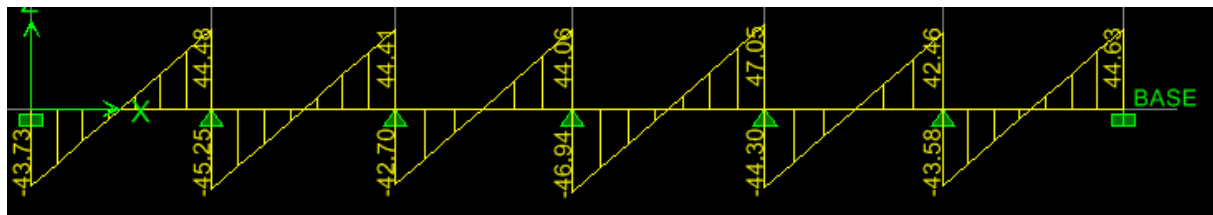


Fig.3.Diagrammes des efforts tranchants :



Sens y-y:

-ELU :

Fig.1-Les chargements

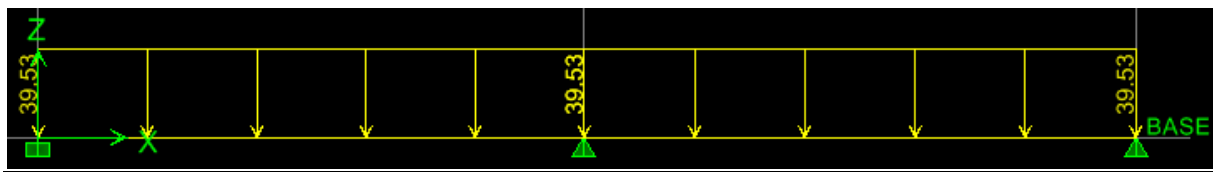


Fig. 2.Diagrammes des moments

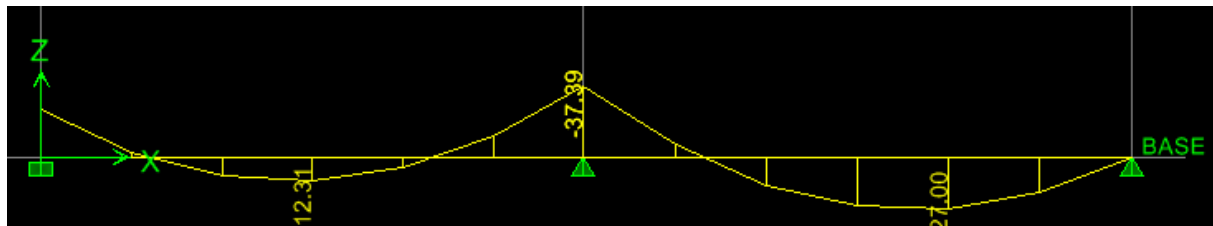
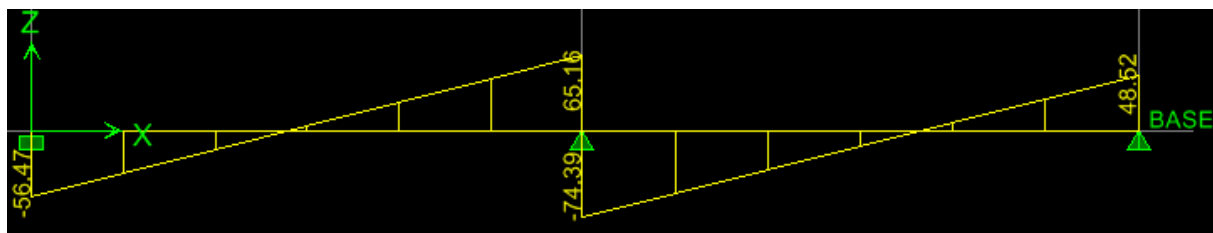


Fig.3.Diagrammes des efforts tranchants :



-ELS :

Fig.1-Les chargements

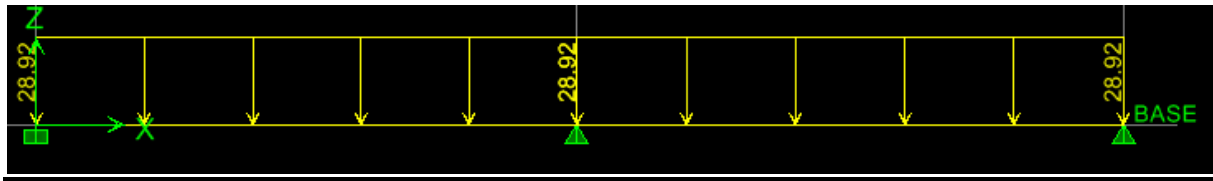


Fig. 2.Diagrammes des moments

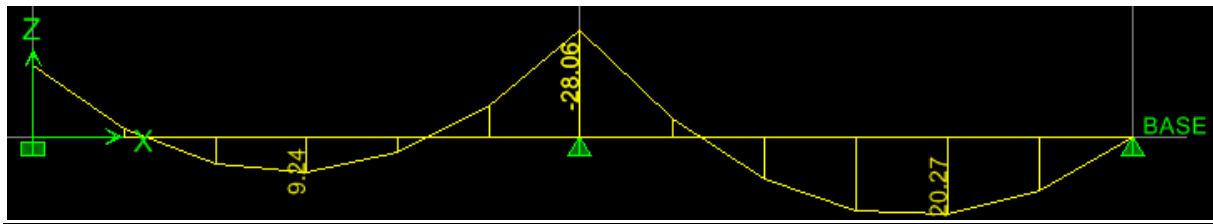
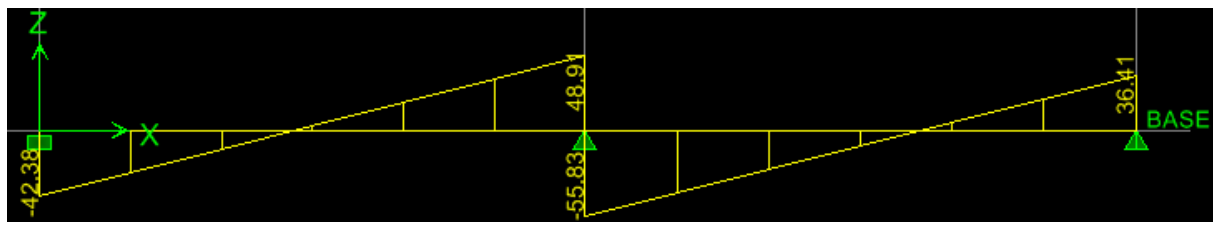


Fig.3.Diagrammes des efforts tranchants :



### X.2.1. Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur  $b=1$  m et d'épaisseur  $e_p=20$  cm

Efforts internes	Sens (xx)	Sens (yy)
Mau [KN.m]	34.78	28.06
Mtu [KN.m]	19.32	20.27
Mas [ KN .m]	24.11	25.43
Mts [ KN .m]	13.39	18.36
Tu [KN]	67.87	55.83



**Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:**

Sens	Zone	M <sub>U</sub>		Section	β	A <sub>min</sub>	A	A <sub>adop</sub>	Ferraillage
X-X	Appuis	34.78	<b>0,08</b>	SSA	0,958	2.05	6.14	6.78	6HA12
	Travée	19.32	0.047	SSA	0.975	2.05	3.35	6.78	6HA12
Y-Y	Appuis	28.06	<b>0,07</b>	SSA	0,963	2.05	4.83	6.78	6HA12
	Travée	20.27	0.049	SSA	0.974	2.05	3.51	6.78	6HA12

**X.2.2.Vérification :**

- **Section minimale :**

**Selon le BAEL 91/99(Condition de non fragilité)**

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.ft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 17 \times 2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

- **Selon le RPA99/2003**

La section minimale d'armatures verticales et horizontales est de

$$0,1\%. A_{min} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- **Sens x-x:**

$$A_{adoptée} = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{min} \quad \text{..... condition vérifiée}$$

- **Sens y-y :**

$$A_{adoptée} = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{min} \quad \text{.....condition vérifiée}$$

**-Armatures transversales :**

$$\phi_t = \frac{\phi}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales = 8 mm

• Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1,1/BAEL

Sens (xx) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

$$T_{\max} = 67.87\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \tau_u = \frac{67.87 \times 10^3}{1000.170} = 0,40\text{MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u \longrightarrow \text{CV}$$

Sens (YY) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

$$T_{\max} = 55.83\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \tau_u = \frac{55.83 \times 10^3}{1000.170} = 0,33\text{MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u \longrightarrow \text{CV}$$

• Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s.f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

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

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

• Sens x-x :

$$\sum U_i = n\phi\pi = 4 \times 3,14 \times 1,4 = 17.58\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{67.87 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 175.8} = 2.52\text{MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} \longrightarrow \text{CV}$$

• Sens Y-Y :

$$\sum U_i = n\phi\pi = 4 \times 3,14 \times 1,4 = 17.58\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{55.83 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 175.8} = 2.07\text{MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} \longrightarrow \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

### **X.2.3 Vérification à l'ELS**

#### **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

La fissuration est considérée préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_{se} \leq \overline{\sigma_{se}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{te} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient des fissurations = 1,6

La contrainte de compression dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

- Sens x-x :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2411}{100 \cdot 17 \cdot 201,63} = 0,007$$

$$\beta_1 = 0,871 \longrightarrow K_1 = 23.76$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201,63}{23.76} = 8.48 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{CV}$$

$$A = \frac{M_s}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2411}{0,871 \cdot 17 \cdot 201,63} = 0.808 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 2HA10}$$

- Sens Y-Y**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2543}{100 \cdot 17 \cdot 201,63} = 0,0074$$

$$\beta_1 = 0,953 \longrightarrow K_1 = 91.4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201,63}{91.4} = 2.2 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{CV}$$

$$A = \frac{M_s}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2543}{0,953 \cdot 17 \cdot 201,63} = 0.78 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 2HA10}$$

### C. Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons nous dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{aligned} 1 / \frac{e}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ 2 / \frac{e}{l} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ 3 / \frac{A}{bd} &\leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :  $h = 30$  cm hauteur totale,  
 $L$  : portée entre nus d'appuis,  
 $M_t$  : moment maximum en travée,  
 $M_0$  : valeur maximum du moment isostatique,  
 $A$  : section des armatures,  
 $b$  : longueur de la section,  
 $d$  : hauteur utile de la section droite.

Sens X-X :

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 24.11 = 18.08 \text{ kN.m}$$

$$q_s = 28.92 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{L^2}{8} = 28.92 \times \frac{3.25^2}{8} = 38.18 \text{ kN.m}$$

$$1 / \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{30}{100} = 0,3 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$2 / \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{30}{100} = 0,3 \geq \frac{18.08}{10 \times 38.18} = 0,047 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3 / \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{0.808}{100 \times 27} = 0,0003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 25.43 = 19.07 \text{ kN.m}$$

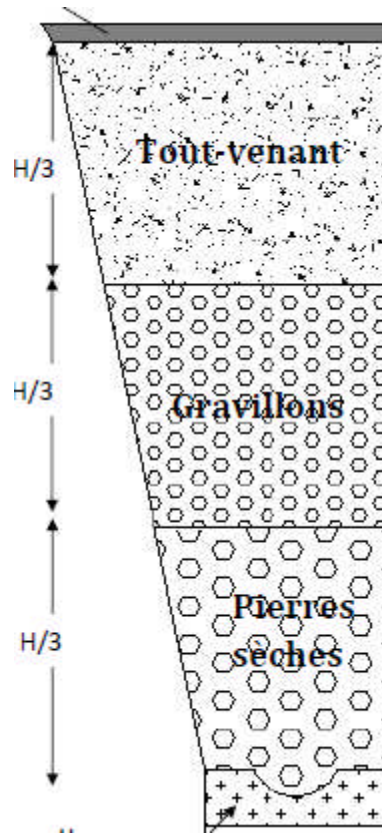
$$q_s = 28.92 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{L^2}{8} = 28.92 \times \frac{5.75^2}{8} = 119.52 \text{ kN.m}$$

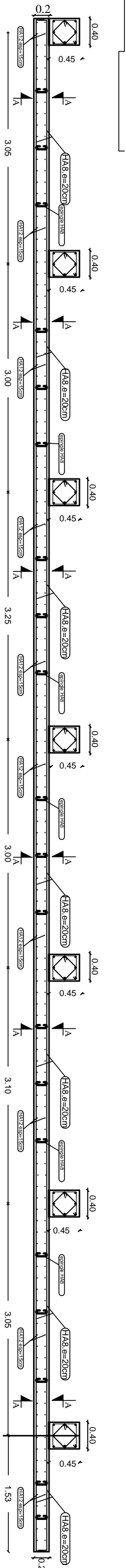
$$1 / \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{30}{100} = 0,3 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2 / \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{30}{100} = 0,3 \geq \frac{19.07}{10 \times 119.52} = 0,015 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

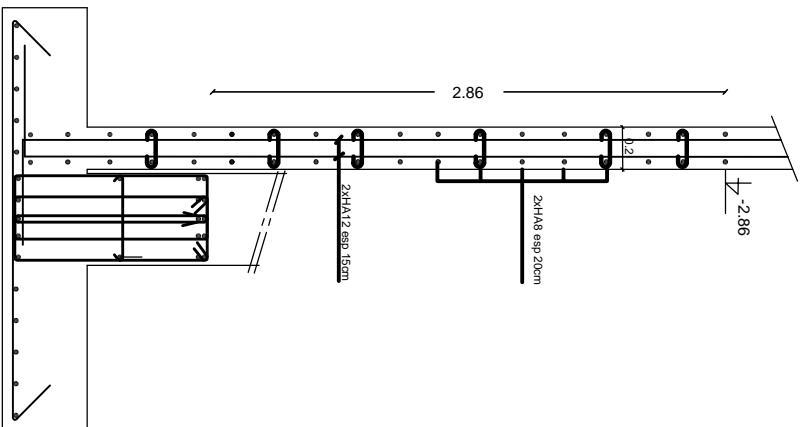
$$3 \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Longleftrightarrow \frac{0,78}{100 \times 27} = 0,0003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$



**REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF**



coupe A-A



**REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF**

# Conclusion générale

*Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation master pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.*

*Aprioris l'analyse préalable d'une structure est prépondérante avant dénaturer les calculs de conception parasismique.*

*Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.*

*D'après l'étude faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.*

*Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort, à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.*

# Bibliographie

- BAEI 91 règles techniques de conception des calculs des ouvrages et construction. Edition Eyrolle (paris 1992).
- Cours en béton armé BAEI calcul des éléments simple et des structures de béton.
- Règles parasismique algérienne (RPA99), CGS.
- Modificatifs et compléments aux RPA 99 », CGS 2003.
- Ministère de l'Equipeement, DTRBC 22 : « Charges et surcharges d'exploitation ».
- « Aide mémoire RDM » Edition DUNON.
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.
- Cours et TD de l'université.