

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'enseignement supérieur et la recherche scientifique*

*Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou*  
*Faculté de Génie de Construction*  
*Département de Génie Civil*

# **En vue de l'obtention du diplôme master en génie civil**

## **Option : Constructions civiles et industrielles**



◆ **THEME** ◆



 **-Présenté par :**

 **HAMADOUCHE SAID**  
 **HAMANACHE TAHAR**

**-Encadré par :**

**M<sup>r</sup> MEGHLAT EL MAHDI**

**Promotion : 2017/2018**

# REMERCIEMENTS

*Nous ne saurions pas commencer la présentation de ce projet de fin d'études sans remercier tous ceux qui ont consacré leur précieux temps à nous encadrer pour le bon déroulement de celui-ci*

*Nos vifs remerciements à Mr MEGHLAT pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.*

*Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation*

*Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.*

*Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous venir en aide.*

*Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)*

*Enfin, nous tenons à remercier également les membres du jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.*

*Merci à tous.*

## DEDICACES

*Je dédie ce travail de fin d'études à mes très chers parents qui n'ont ménagé aucun effort à m'orienter et guider durant toute ma scolarité.*

*A toute ma famille.*

*A mon frère*

*A mes sœurs*

*A mes chers amis (es)*

*A mon binome TAHAR , A qui je souhaite tout le bonheur, ainsi qu'à sa famille respective.*

*A Sid Ali et Fatima.*

*A tous les enseignants du Genie civil*

*A toute la promotion*

*En particulier*

*Et toute personne que je connais*

*SAID*

## DEDICACES

**R**ien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie  
du  
fond du cœur à ceux qui j'aime jusqu'à les frontières de  
l'imagination ;  
Ma chère mère, mon cher père, sans eux, je n'aurais pas abouti à  
ce  
stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et  
les combler.

**A** toute ma famille

**A** mon frère.

**A** mes sœurs.

**A** mes chers amis

**A** mon binôme « SAID », A qui je souhaite tout le bonheur, ainsi  
qu'à sa famille

**A** Tous mes enseignants

**A** tout mes collègues

TAHAR

# SOMMAIRE

- Introduction
- Chapitre I : Présentation
- Chapitre II : Pré dimensionnement
- Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux
- Chapitre IV : Modélisation
- Chapitre V : Ferrailages
- Chapitre VI : Calcul du voile périphérique
- Chapitre VII : Fondation
- Chapitre VIII : Plans d'exécutions

## Introduction générale :

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes, l'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction.

En effet, afin de rationaliser l'espace il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi-étages, ce qui a permis de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un espace réduit, cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle que la construction métallique et le béton armé.

Cependant des séries de réglementation ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments. Telles que le règlement parasismique algérien (RPA) et le béton armé aux états limites, le BAEL 91 actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer pour chaque poutre, poteau, voile et plancher de ce bâtiment. les dimensions de ces éléments, et les caractéristiques à utiliser, à savoir les aciers et les bétons et surtout comment allier ces deux matériaux. Ce projet de fin d'études s'inscrit donc à juste titre dans ce cadre.

Le principal objectif de ce mémoire est avant tout d'assurer la sécurité des usagers de cette structure à étudier. Ensuite, il devra entre autres, durer dans le temps et résister aux éventuelles catastrophes.

Pour y parvenir, il convient de bien maîtriser les charges permanentes du bâtiment, les charges d'exploitation à prendre en compte, ainsi que leurs combinaisons. De même il doit être tenu compte de la nature et des caractéristiques du sol sur lequel la construction sera érigée ; cette structure doit transmettre d'une manière optimale au sol les charges engendrées par celle-ci. Ce qui permettra sans doute de dimensionner définitivement chaque élément en conformité avec la sécurité imposée et les règlements en vigueur.

Notre étude est menée suivant les règles BAEL 91 modifié 99 et le RPA 99/V.2003 et les DTR algériens. Elle portera sur l'étude d'une structure Hôtelière en (R+9+Ss) en portique et voile de contreventement.

Cette étude va nous permettre de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquise durant notre cursus universitaire et aussi une utilisation correcte de tout les règlements de bâtiment en vigueur en Algérie.

# Chapitre 1 : Présentation :

## -INTRODUCTION :

On regroupera sous le terme «Bâtiments» les immeubles a usages d'habitation ou de bureau ou de commerce. il sont composés d'une partie enterrée «infrastructure ou fondation ou sous sol» et d'une partie hors terre «superstructure, sous-sol, rez-de-chaussée et étages».

L'objectif de ce chapitre est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

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

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

## I-1 - PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet que nous avons l'honneur d'étudier nous a été confié par le :

**BET «ESPACE» MOBAREK AHMED.**

Il consiste en l'étude d'une structure hôtelière en (R+9+SS) pour le calcul des éléments résistants contreventée par voiles et portiques.

Cet ouvrage sera implanté à Tizirt la wilaya de Tizi-Ouzou, classée par le RPA99 (version 2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone II a), site 2 et ce même règlement classe cet ouvrage en groupe 2.

Notre structure est composée de 02 blocs (séparée par un joint) avec la configuration suivante:

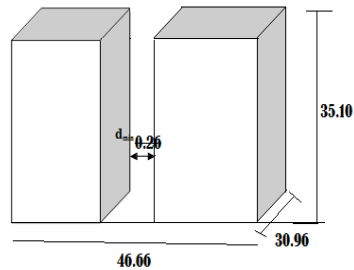
- ↕ Un sous sol
- ↕ Un rez-de-chaussée.
- ↕ Etages courants à usage d'habitation.
- ↕ Une Terrasse
- ↕ De deux (02) cages d'escalier
- ↕ Deux (02) cages d'ascenseur

### I-1-1- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier (dans les mesures de possible) les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

### En plan :

- longueur totale du bâtiment : **46.66 m**
- largeur totale du bâtiment :
  - Bloc A (Coté Est) → **30.96 m**
  - Bloc B (Coté Ouest) → **26.28 m**



### En élévation:

- Hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère): **35.10 m**
- Hauteur du sous sol : **03.20 m**
- Hauteur du RDC : **03.20 m**
- Hauteur d'étage courant :
  - (1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup>) : **03.20 m**
  - (4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup>) : **03.04 m**

## I-1-2- Eléments constitutifs de l'ouvrage :

### I-1-2-1- Ossature :

Le contreventement de l'ouvrage sera assuré :

- Par portiques : C'est une ossature constituée uniquement poutres et poteaux, capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.
- Par voiles : Ce sont des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens ; ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

### I-1-2-2- Planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

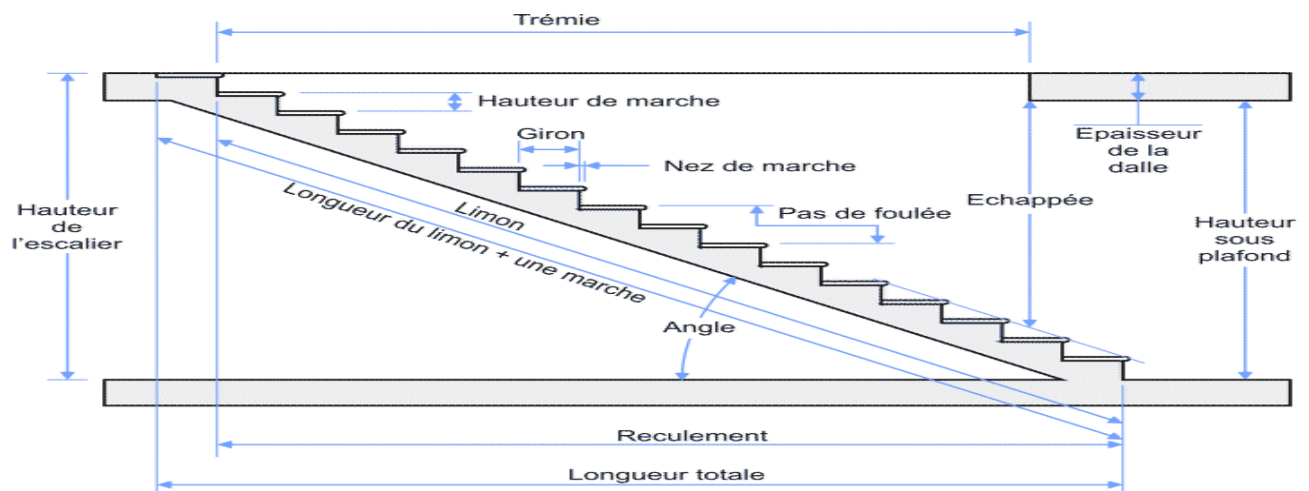
- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment nous avons :

- Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Dalle pleine.

### I-1-2-4- Escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux, de caractéristiques géométriques suivantes :



**Figure I-1: Principaux termes relatifs à un escalier**

Et d'une volée qui n'est autre qu'une suite interrompue de marches, elle peut contenir 18 à 20 marches au plus.

### I-1-2-5- Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni de 02 cages d'ascenseur qui seront coulé sur place.

### I-1-2-6- Remplissage (maçonnerie) :

- Murs extérieurs : constitués d'une double cloison de 30 cm, en briques creuses de 10 cm et 15 cm, séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Placo-plâtre et BA13.

### I-1-2-7- Revêtements :

- Mur rideau pour façade principale
- façade ventilée (façade est, ouest, sud).
- Enduit de ciment pour murs et façades (façade est, ouest, sud) ;
- Plâtre, placo-plâtre et BA13 pour cloisons et plafonds.
- Céramique et mortier de ciment pour les salles d'eaux et cuisine.
- Dalle de sol et parquet pour les planchers
- Marbre pour les escaliers.

### I-1-2-8- Acrotère :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.7m de hauteur.

### I-1-2-9- Fondations :

#### a-Définition :

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

#### **b- Facteurs de choix de type de fondation :**

*La nature de l'ouvrage à fonder* : pont, bâtiment d'habitation,...

*La nature du terrain* : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.

*Le site* : urbain ; montagne, bord de mer,.....

*La mise en œuvre des fondations* : terrain sec, présence de l'eau,...

*Le coût des fondations* : facteur important mais non décisif.

### I-1-3- Etude géotechnique du sol:

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- Contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2.00$  bars situé à une profondeur de 3m.
- Type du sol : il est constitué par un substratum de roches métamorphiques.
- Site : S<sub>3</sub>.

## I-2- CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

### I-2-1- Béton :

Le béton est un mélange hydraulique (ciment), de granulat (sable, gravier), d'eau de gâchage et adjuvants .Il présente des résistances à la compression assez élevées, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression.de plus, le béton a un comportement fragile.

#### I-2-1-1- Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté ( $f_{c28}$ ).Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $< 28$  jours .sa résistance à la compression est calculée comme suit :

- Pour des résistances  $\leq 40$  Mpa

$$\left. \begin{aligned} C_{fj} &= [j / (4,76 + 0,83j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 60 \text{ jours} \\ C_{fj} &= 1,1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{aligned} \right\} \text{(ART A.2.1.11, BAEL 91)}$$

-Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa

$$\left. \begin{aligned} C_{fj} &= [j / (1,40 + 0,95j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ C_{fj} &= f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{aligned} \right\} \text{(ART A.2.1.11, BAEL 91)}$$

#### Commentaire :

$f_{c28} = 25$  MPa (Art. A.2.1.12– BAEL91 modifié99)

#### I-2-1-2- Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (Art A.2.1. 12,BAEL 91)}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \dots\dots\dots \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa (Annexe F)}$$

-Ainsi pour notre cas on aura :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

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

### **I-2-1-3- Module de déformation longitudinale du béton :**

- **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}. \quad (\text{ART A.2.1.21, BAEL 91}).$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ .                      On a :  $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPA}$ .

- **Module de déformation longitudinale différé du béton :**

Pour des chargements de longue durée (cas courant) .On utilise le module différé qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton .Celles-représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{MPa (Art -2.1, 2, BAEL91)}$$

$$E_{vj} = 4400(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{ si } f_{c28} > 60\text{MPa, sans fumée de silice (Art -2.1. 2, BAEL91)}$$

$$E_{vj} = 6100 f_{cj} \dots\dots\dots \text{ si } f_{c28} > 60\text{MPa, avec fumée de silice (Art -2.1.2, BAEL91)}$$

Pour notre cas :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700(25)^{1/3}$$

$$E_{v28} = 10818, 86563\text{MPa}.$$

### **I-2-1-4- Module de déformation transversale:**

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant.

Il est donné par la relation suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu) \text{ (MPa)}$$

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité)

$\nu$  : Coefficient de poisson  $\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l)$

$\Delta d/d$  : Déformation relative transversale

$\Delta l/l$  : Déformation relative longitudinale

### **I-2-1-5- Coefficient de poisson (Art.1.3.BAEL 91 modifié 99) :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale  $\Delta d/d$  et la déformation relative longitudinale  $\Delta l/l$  ;  $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$ .

Il est pris égal à :

**V=0** : à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

**V= 0,2** : à l'ELS, pour le calcul des déformations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

### **I-2-1-6- Fluage de béton:**

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps.

Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées,  $E_v = E_\infty = 3.E_i$

### **I-2-1-7- Phénomène de retrait :**

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de  $1,5 \times 10^{-4}$  à  $5 \times 10^{-4}$  selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retraits
- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

### **I-2-1-8- Dilatation thermique :**

Le coefficient de dilatation du béton vaut  $9 \times 10^{-6}$  à  $12 \times 10^{-6}$  et on adoptera une valeur forfaitaire de  $10^{-5}$  pour le béton armé.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

### I-2-1-9- Etat limite de contrainte de béton :

Un état limite est un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour les quelles elle a été conçue. Ils sont classés en états limites ultimes et états limites de services.

- **Les états limites ultimes (E.L.U) :**

Ils sont associés à l'effondrement de la structure, ou à d'autres formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

Pour les calculs à l'E.L.U, le diagramme réel de déformations donné sur la figure I-1  
Avec cette figure :

$$E_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$E_{bc1} = \begin{cases} 3, 5\text{‰} \dots\dots\dots & \text{Si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa (Art. 4.3. 41, BAEL 91).} \\ (4, 5 - 0,025f_{cj}) \dots\dots & \text{Si } f_{cj} > 40 \text{ MPa (Art.4.3. 41, BAEL 91).} \end{cases}$$

-La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par :

$$f_{bu} = 0,85f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b$$

Avec :  $\theta = 1$  pour  $t > 24 \text{ h}$

$$\theta = 0,9 \text{ pour } 1 \leq t \leq 24 \text{ h}$$

$$\theta = 0,85 \text{ pour } t < 1 \text{ h}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,5 \dots\dots\dots$  pour les cas courants (situation durable ou situation courante).

$\gamma_b = 1,15 \dots\dots\dots$  pour les cas accidentels (situation accidentelle).

-La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

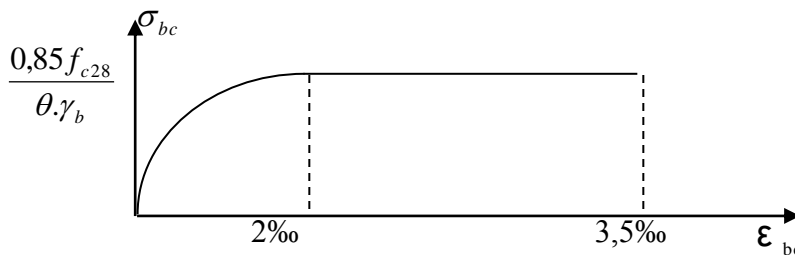


Figure I-4 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'E.L.U.

- **Les états limites de service (E.L.S) :**

Correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. (Déformations et flèches ou vibrations...).

Les déformations nécessaires pour atteindre L'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à L'E.L.S avec ; pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0,2$ . La résistance mécanique du béton tendu est négligée (Art -4.5. 1, BAEL 91)

de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier ( $E_b = 13333\text{MPa}$ ).

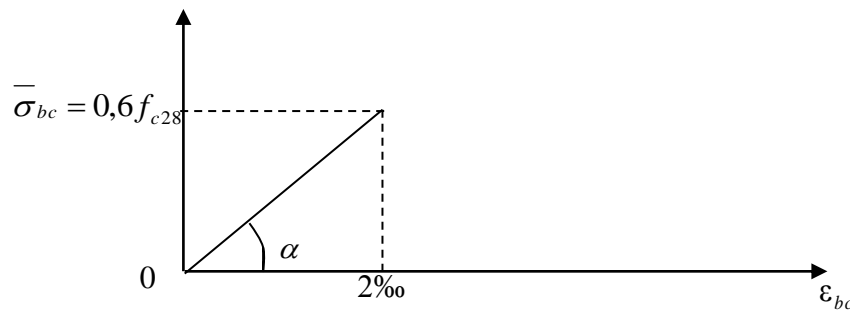


Figure I-5 : Diagramme de calcul contrainte -déformation du béton à l'E.L.S.

#### **I-2-1-10- Poids volumique de béton :**

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m<sup>3</sup> s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m<sup>3</sup> s'il est armé.

#### **I-2-2- Acier :**

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0.08% et 1.67% .Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression, leur rôle et de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, ils sont caractérisés par leur limite d'élasticité et leur module d'élasticité.

##### **I-2-2-1- Types d'aciers :**

On distingue 4 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

- **Les aciers doux :** Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses.
- **Les aciers durs, type I :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14 % Ce sont les aciers à haute adhérence de type I.
- **Les aciers durs, type II :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%. Ce sont les aciers à haute adhérence de type II.

- **Les aciers fortement écrouis** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%. Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

**Tableau I-I : Principales caractéristiques des aciers**

Barres lisses	$\Phi$	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)	215	235
Résistance à la rupture $\sigma_r$ (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)	400	500
Résistance à la rupture $\sigma_r$ (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)	500	
Résistance à la rupture $\sigma_r$ (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

Barres (tous diamètre)			
	Lisses	HA	
$\psi_s$	1	1,5	
$\eta$	1	1,6 en général	
Treillis soudés (tous types standard)			
	TSL	TS HA	
		$\phi < 6\text{mm}$	$\phi \geq 6\text{mm}$
$\psi_s$	1	1,5	1,5
$\eta$	1	1,3	1,6

### I-2-2-2- Module d'élasticité :

A L'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

-On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

Le module d'élasticité longitudinal  $E_s$  est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa. (Art -2.2.1, BAEL 91).}$$

### I-2-2-3- Contrainte limite des aciers :

- **Contrainte limite ultime:**

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s \text{ (Art.4.3, 2, BAEL 91)}$$

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à:  $\gamma_s = 1,15 \rightarrow$  Situation courante.

$\gamma_s = 1,00 \rightarrow$  Situation accidentelle.

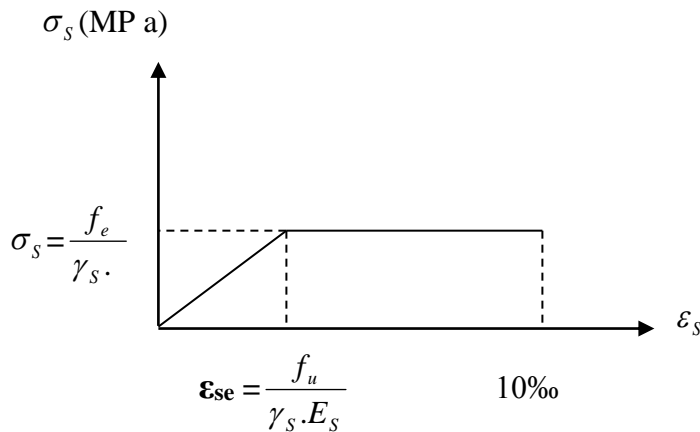


Figure I-6 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.U

On distingue deux cas :

**Si**  $\epsilon_s \leq \epsilon_{se} \Rightarrow \sigma_s = E_s \epsilon_s$

**Si**  $\epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- **Contrainte limite de service :**

Dans L'E.L.S on suppose que :

- L'acier reste dans son domaine élastique.
- On limite la contrainte dans les barres d'aciers afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton.

La contrainte limite de service de l'acier est :

$\bar{\sigma}_s = f_e$ .....Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\sigma}_s = \min \{2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\}$ .....Fissuration préjudiciable.

$\bar{\sigma}_s = \min 0,8 \{2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\}$ ..... Fissuration très préjudiciable.

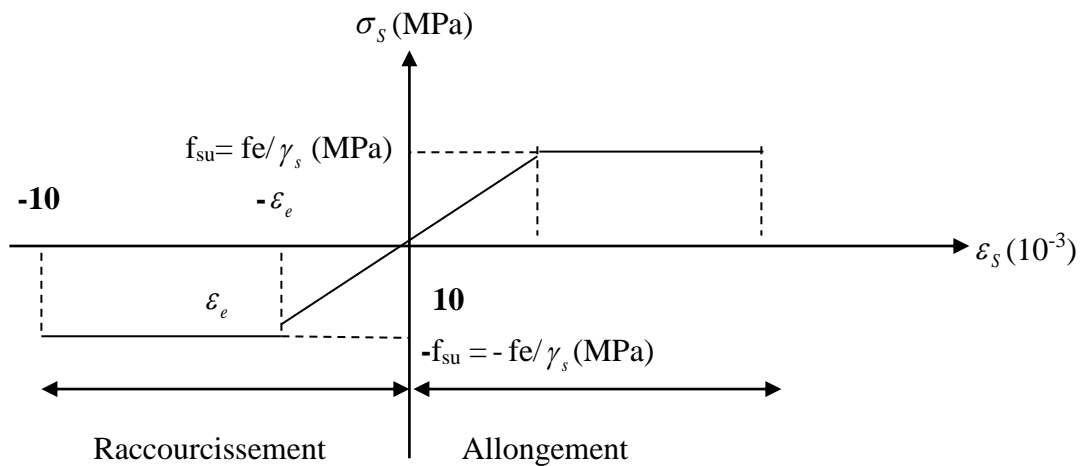


Figure I-7 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

- **Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule :

- ❖ Fissuration peu nuisible :

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

- ❖ Fissuration préjudiciable :

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

#### **I-2-2-4- Protection des armatures :**

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

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes (A-7.1) :

- **C ≥ 5cm** : → Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).

- **C ≥ 3cm** : → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

- **C ≥ 1cm** : → Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2, 8).

Dans notre cas on prend :

$C = 5$  pour les éléments extérieurs..

$C = 3$  pour les éléments intérieurs.

#### **I-2-2-5- Diamètre maximal des aciers :**

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur  $h$ , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à :  $\Phi_l \leq h / 10$ .

Pour les poutres de hauteur  $h$  on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_l ; b_0 / 10).$$

$b_0$ : Largeur de l'âme.

#### **I-2-2-6- Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

### **Conclusion :**

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

# Chapitre 11 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

## 111 - INTRODUCTION :

Le pre dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étapes représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

### Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation du plancher (poutrelle, poutres) ensuite aux poteaux et a la fin transmises au sol par les fondations.

### Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques et voiles.

Le pre dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles BAEL91, Le RPA 99 / version 2003 et CBA 93.

## 11-2- PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, coulées sur place dont leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue:

- Des poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Des poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le prédimensionnement de ces dernières se fera selon le **CBA 93** et les vérifications selon le **RPA2003**.

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 :

$$L_{\max} / 15 \leq h_t \leq L_{\max} / 10 \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91}) \quad (\text{Selon le CBA93})$$

- **La largeur est donnée par :**  
 $0,3 h_t \leq b \leq 0,8 h_t$

$h_t$  : la hauteur de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

$L_{\max}$ : étant la plus grande travée considérée entre nue d'appuis.

D'après le RPA99, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

- Largeur :  $b \geq 20$  cm en zone II et I,
- Hauteur :  $h \geq 30$  cm en zone II et I,
- Rapport :  $h / b \leq 4$ .
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$ .

## 11-2-a-poutres principales :

### ❁ La hauteur :

$$\text{Sachant que } L_{\max} = 825 \text{ cm} \Rightarrow \frac{825}{15} \leq h_p \leq \frac{825}{10} \Rightarrow 55 \leq h_p \leq 82,5$$

**On opte pour  $h_p = 55 \text{ cm}$ .**

### ❁ La largeur b :

Selon le **CBA93** :  $0,3 h_p \leq b \leq 0,8 h_p$

$$13,5 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm} \Rightarrow \text{On opte pour } b_p = 35 \text{ cm.}$$

## Conclusion :

On opte pour les poutres :

❁  **$h = 55 \text{ cm}$ .**

❁  **$b = 35 \text{ cm}$ .**

## 11-2-b- Poutres secondaires :

### ❁ La hauteur :

Sachant que  $L_{\max} = 535 \text{ cm}$ , il vient :

$$L/15 = 35,33 \text{ cm}$$

$$L/10 = 53 \text{ cm}$$

$$\frac{530}{15} \leq h_t \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35,33 \leq h_t \leq 53$$

Donc  $35,33 \leq h_t \leq 53$  **On opte pour  $h = 40 \text{ cm}$ .**

### ❁ La largeur b :

$$0,3 h_t = 12 \text{ cm}$$

$$0,8 h_t = 32 \text{ cm}$$

$$12 \leq h_t \leq 32$$

**On opte pour:  $b = 30 \text{ cm}$ .**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	55 cm	40 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	35 cm	30cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.57	1.33	Vérifiée
$b_{\max} \leq 1,5h+b_1$	Vérifié	Vérifié	/

**Tableau Vérification des conditions exigées par le RPA**

### 11-3-Conclusion :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- ☑ poutres principales (35 x 55) cm<sup>2</sup>
- ☑ poutres secondaires (30x40) cm

#### - Poutres de chaînage (PC) :

Leurs dimensions sont données comme suit :

$$\begin{aligned} L/15 \leq ht \leq L/10 \\ 0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht \end{aligned}$$

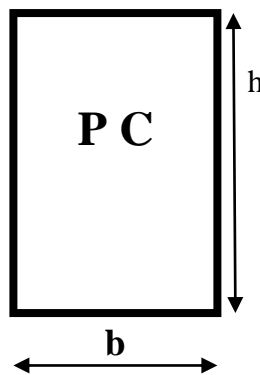
$$L = 633 - 25 = 608\text{cm}$$

$$40,53 \leq ht \leq 60,8 \Rightarrow \text{Nous prendrons : } ht = 40\text{cm.}$$

$$0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht \Rightarrow \text{Nous prendrons : } b = 20\text{cm.}$$

Conditions	Poutres de chaînages	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	Vérifié
$b \geq 20 \text{ cm}$	20 cm	Vérifié
$h / b \leq 4$	2	Vérifié

### Vérification aux exigences du RPA



Poutre de chaînage

### 11-3 - PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

#### 11-3-a - Plancher en corps creux :

Les planchers constituent la séparation horizontale entre étages et assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, voiles) et aussi une isolation thermique, acoustique et coupe feu.

Ils sont constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle

de compression ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

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

La hauteur totale du plancher est donnée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :

- $h_t$  : Hauteur totale du plancher.
- $e_p$  : Epaisseur de la poutrelle.
- $e_c$  : Epaisseur de la dalle de compression.

Elle est déduite de la plus grande des deux valeurs données par les expressions suivantes

(Art : B.6.8.424, BAEL 91) :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} \quad \text{et} \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$$

Avec :

$l_{\max}$  : Portée libre entre nue d'appuis de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles.

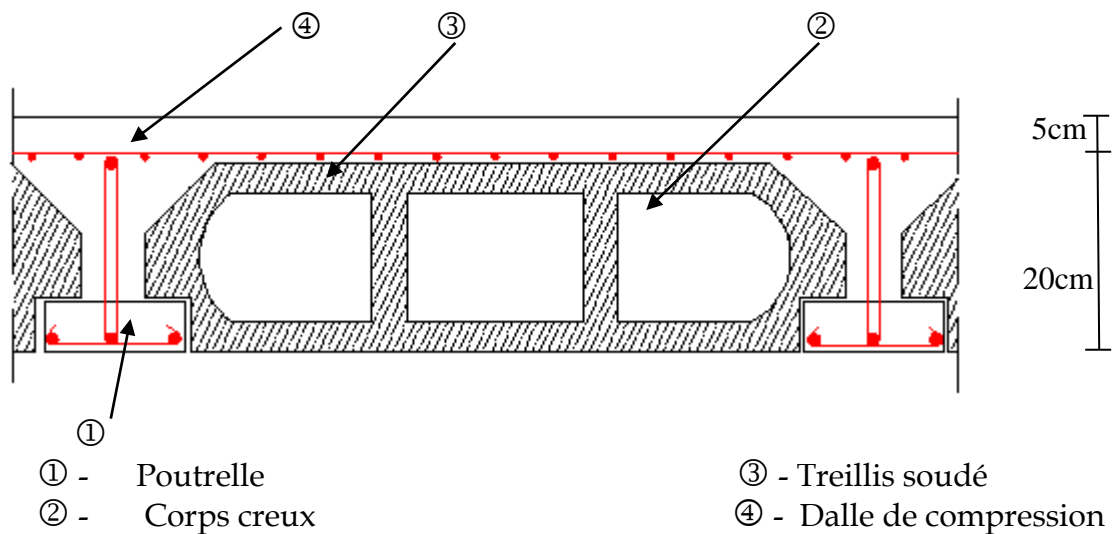
$M_t$  : **Moment** fléchissant maximal en travée.

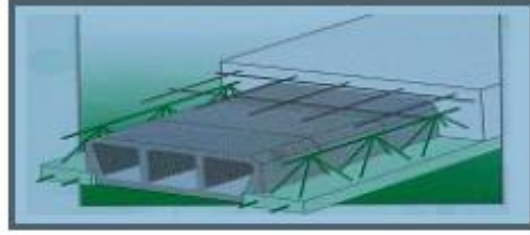
$M_0$  : Moment isostatique dans la travée de comparaison (de référence).

$L_{\max} = 560$  cm

D'où :  $h_t = 560/22.5 = 24.88$  cm.

**On optera pour un plancher de (20 +5) cm.**





**Figure II-3-a: Coupe transversale du plancher**

**Remarque :** Les poutrelles sont disposées dans la direction du bâtiment comportant des travées courtes.

### 11-3-b-Dalle pleine :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

#### 11-3-b-1-Condition de résistance à la flexion :

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

$$e \geq L_0 / 10 \longrightarrow \text{Pour console} \quad e \geq L_0 / 30 \longrightarrow \text{sur appuis}$$

$L_0$  : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.35\text{m}$$

$$e \geq 135/10 = 0.135\text{m} = 13.5 \text{ cm}$$

**On adoptera une épaisseur de 20 cm.**

#### II-3-2-2--Résistance au feu :

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

#### II-3-2-3-Isolation acoustique :

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

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2 \quad \left. \begin{array}{l} \text{(selon l'ouvrage en beton armée} \\ \text{H.RENAUD P.235)} \end{array} \right\}$$

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

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m<sup>2</sup>

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

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

Nous prenons :

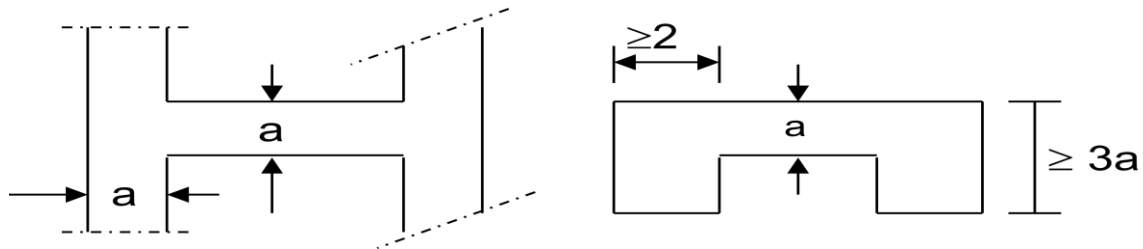
$$h_0 = 20 \text{ cm}$$

## 11-4- PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES:

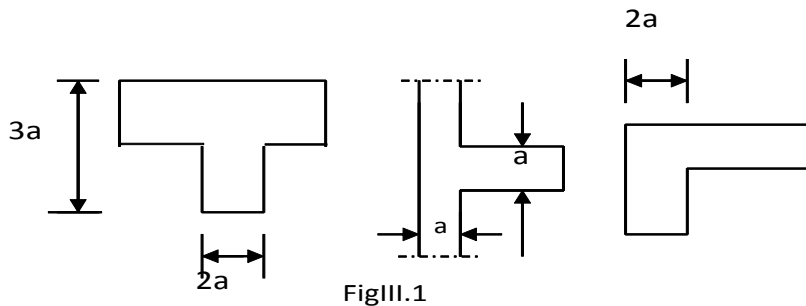
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales.

Le Pré dimensionnement se fera conformément à (art 7-7-1 du RPA 99 V 2003) :

### 1er cas :



### 2eme



### cas :

### 3eme cas :

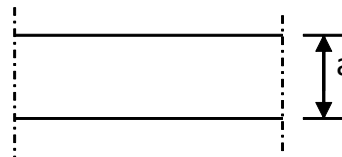


Figure : II-4- Coupes de voiles en plan

Nous opterons pour le 3<sup>eme</sup> cas puisqu'il est plus défavorable dans notre cas.

#### ☀ L'épaisseur (e) :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et de la condition de rigidité aux extrémités.

↳ Au niveau du S-S, RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> :  $h_e = 320$  cm

$$h_e = 320 - 30 = 290 \text{ cm.}$$

$$e = h_e/20.$$

$$e = 290/20 = 14,5 \text{ cm.}$$

Pour éviter un pourcentage d'armature supérieur à celui recommandé par le RPA99, on prend  $e = 20$  cm.

❁ **Vérification des exigences du RPA :**

1- Sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant à la condition :  
 $L_{\min} \geq 4e$  où  $L_{\min}$  : portée minimale des voiles.

2- L'ouvrage sera implanté à Tizirt, zone de moyenne sismicité (IIa) . L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 14,3 \text{ cm} < e_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

$$L_{\min} = 2,85 \text{ m} \geq 4 \times 0,143 = 0,572 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

↪ Au niveau du 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> :  $h_e = 304 \text{ cm}$

$$h_e = 304 - 30 = 274 \text{ cm.}$$

$$e = h_e / 20.$$

$$e = 274 / 20 = 13,7 \text{ cm.}$$

❁ **Vérification des exigences du RPA :**

1- Sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant à la condition :  
 $L_{\min} \geq 4e$  où  $L_{\min}$  : portée minimale des voiles.

$$L_{\min} = 2,85 \text{ m} \geq 4 \times 0,143 = 0,572 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

2- L'ouvrage sera implanté à TIZI-OUZOU, zone de moyenne sismicité (IIa) . L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 14,3 \text{ cm} < e_{\min} = 20 \text{ cm}$$

**Remarque:**

Nous passons d'une épaisseur de 15 cm à 20 cm pour les voiles, dans le but de ne pas avoir d'armatures discontinues et afin de palier aux problèmes de couffrage.

**Conclusion:**

Nous adopterons une épaisseur de voiles  $e = 20 \text{ cm}$ .

**11-5- PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX:**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à L'ELS en compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

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

❁  $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$

❁  $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

D'après :

$$v = \frac{Nd}{Bc \cdot fc28} \leq 0.30 \quad (\text{RPA version 2003/Art 7.4.3.1})$$

$$\Rightarrow Bc \geq \frac{N_s}{0.3 fc28} \quad \text{Avec } N_s = G+Q$$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$ , tel que :  $N_s = G+Q$  avec :

$N_s$  : effort normal repris par le poteau.

$G$  : charge permanente.

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

L'effort normal  $N_s$  sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau  $E_8$  est le plus sollicité.

La section  $S$  est donnée par la formule suivante :  $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$  : contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

**L'effort  $N_s$  sera déterminé à partir de la descente de charge.**

#### **Remarque :**

En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par

le RPA (RPA 99 V 2003/ Art 7.4.1) qui est supérieur ou égale (25X 25) cm<sup>2</sup>.

### **II-5-1- Surface d'influence :**

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité ( $E_7$ ) sera déterminée comme suit :

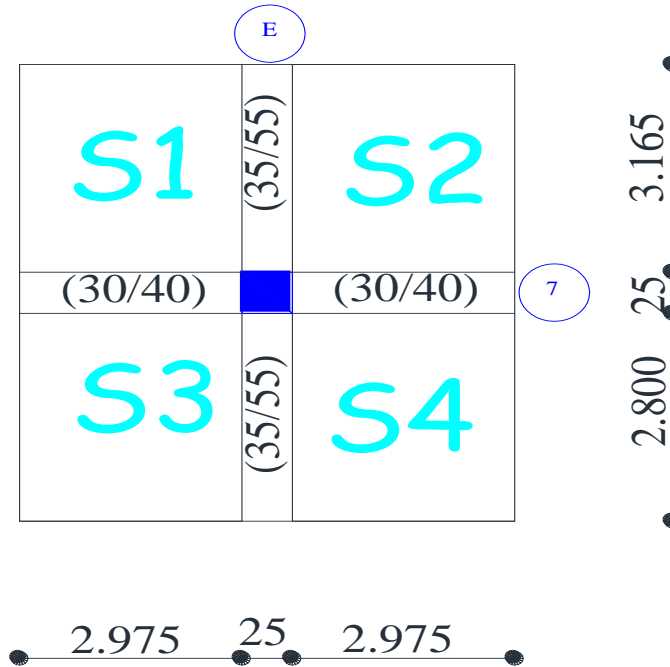


Figure II.5.1. Position du poteau le plus sollicité

**Section nette:**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_1 = 3.165 \times 2.975 = 9.416 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3.165 \times 2.975 = 9.416 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.800 \times 2.975 = 8.330 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.800 \times 2.975 = 8.330 \text{ m}^2$$

, d'où :  $S = 35.492 \text{ m}^2$ .

**Section brute:**

$$S = 6.200 + 6.215 = 12.415 \text{ m}^2.$$

**II-5-2-Détermination des charges et surcharges :**

Pour designer les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2)

**II-5-2-1-Charges permanentes «G» :**

✿ **Plancher terrasse :**

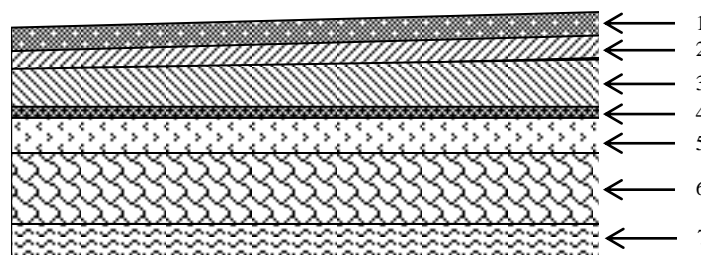
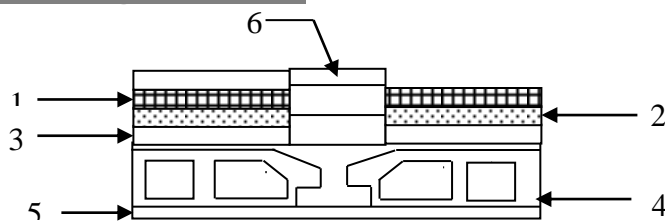


Fig.01- Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique [ $KN/m^3$ ]	Charges [ $KN/m^2$ ]
01	Couche de gravier	0.05	20	1
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
04	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
05	Isolation thermique	0.04	4	0.16
06	Plancher en corps creux (hourdis et table de compression)	(20+5) = 0.25	/	3.30
07	Enduit sous plafond	0.12	10	0.20
<b>G<sub>tot</sub> =</b>				<b>6.11 (KN/m<sup>2</sup>)</b>

**Tab. 1 : caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.**

❁ **Plancher d'étage courant :**

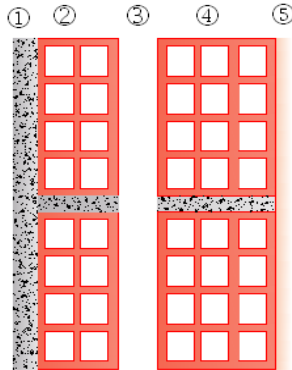


**Fig.01-Coupe verticale du plancher courant**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique [ $KN/m^3$ ]	Charges [ $KN/m^2$ ]
01	Revêtement en dalle de sol	0.1	0.08	1
02	Mortier de pose	0.02	6	0.12
03	Plancher en corps creux (hourdis et table de compression)	(20+5) = 0.25	/	3.30
04	Enduit en plâtre	0.01	1	0.01
05	Isolation thermique	0.04	4	0.16
06	Cloison en briques creuses ( y compris enduit)	0.10 + 0.12 = 0.22	9 + 10 = 19	0.9+ 0.1 =1.30
<b>G<sub>tot</sub> =</b>				<b>5.89 (KN/m<sup>2</sup>)</b>

**Tab. 2 : caractéristiques des éléments du plancher d'étage courant.**

✿ Mur extérieur :

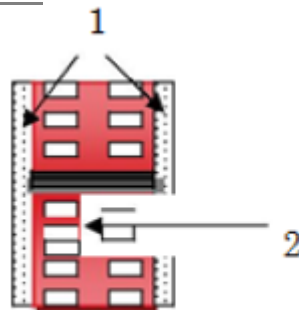


Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges [KN/m <sup>2</sup> ]
01	Enduit au mortier de ciment	0.02	18	0.36
02	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0.90
03	Lame d'air	0.05	/	/
04	Cloison en briques creuses (12 trous)	0.15	8.67	1.3
05	Enduit de plâtre sur façade intérieur	0.02	10	0.20
<b>G<sub>tot</sub> =</b>				<b>2.76 (KN/m<sup>2</sup>)</b>

Tab. Charges revenant aux murs extérieurs

✿ Mur intérieur :



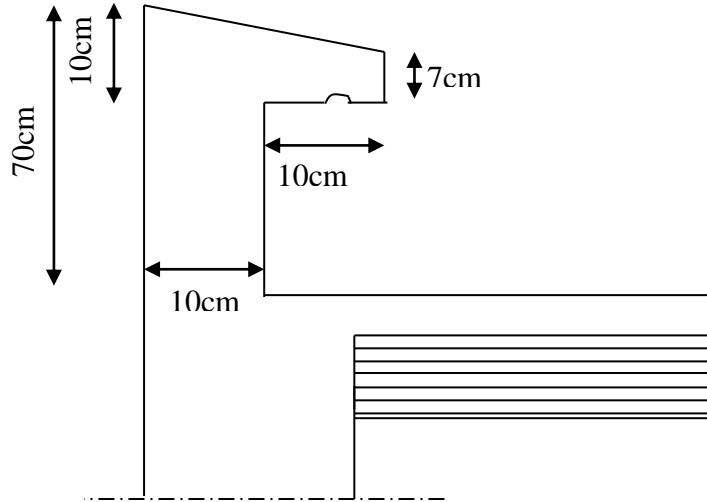
Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges [KN/m <sup>2</sup> ]
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
02	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.10	9	0.9
03	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>G<sub>tot</sub> =</b>				<b>1.30 (KN/m<sup>2</sup>)</b>

Tab. Charges revenant aux murs intérieurs

## ✿ Acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale à  $h_t = 70\text{cm}$ .



**Fig.: Coupe transversale de l'acrotère**

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

**Poids propre:  $G = \rho \times S \times 1\text{ml}$**

$$S = (0.03 \times 0.1) / 2 + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.7) = 0.0785 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.785 \times 1 \text{ ml} = 1.9625 \text{ KN/ml}$$

### II-5-2-2-Surcharges d'exploitation «Q» :

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 terrasse accessible	1.50
Plancher étages courant	2.50
Escalier	2.50
Loggia	1.50
<b>Q<sub>tot</sub> = 11.00 (KN/m<sup>2</sup>)</b>	

**Tab. Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires**

### REMARQUE :

Après avoir calculé les différentes charges revenant aux poteaux les plus représentatifs, nous avons pu déterminer le poteau E9 comme étant le poteau le plus sollicité, et sa section sera déterminée après l'application de la méthode de descente de charge.

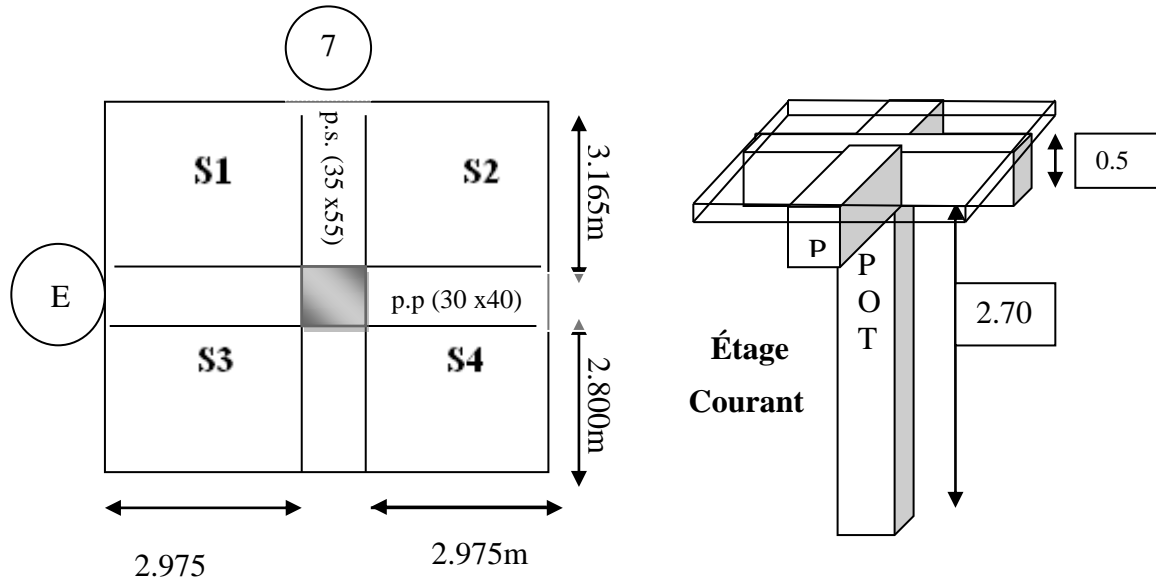
## ↳ Poids propre des éléments :

### ✿ Poids du plancher : $P = G \times S$

- Plancher terrasse :

$$P = 6.11 \times 35.492 = 216.856 \text{ KN}$$

### II-5-2- 2-1) Détermination de la surface revenant au poteau E7 :



### Plancher etages :

$$P = 5.89 \times 35.492 = 209.048 \text{ KN}$$

### ✿ Poids des poutres :

- Poutres principales :

$$P_{p,p} = G_p \times L = 0.35 \times 0.55 \times 25 \times (3.165 + 2.800)$$

$$P_{p,p} = 28.70 \text{ KN.}$$

- Poutres secondaires :

$$P_{p,s} = G_s \times L = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times (2.975 + 2.975)$$

$$P_{p,s} = 17,85 \text{ KN.}$$

D'où le poids total:  $P_{tot} = 46.55 \text{ KN.}$

### ✿ Poids des poteaux :

Poteaux : S-sol, RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> étages :  $G_{p1} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.20 = 5.00 \text{ KN.}$

Poteaux : 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> étages :  $G_{p2} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.04 = 4.75 \text{ KN.}$

## ↳ Surcharges d'exploitation:

- Plancher terrasse inaccessible :  $Q_{0a} = 1.00 \times 35.492 = 35.492 \text{ KN.}$
- Plancher terrasse accessible :  $Q_{0b} = 1.50 \times 35.492 = 53.238 \text{ KN.}$

- On opte pour le cas le plus défavorable :  $Q_0 = 1.50 \times 35.492 = 53.238 \text{ KN}$
- **Plancher: RDC et étages courant :**  
 $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_9 = 1.50 \times 35.492 = 53.238 \text{ KN}.$
- **Plancher : S-sol :  $Q_{10} = 2.50 \times 35.492 = 88.730 \text{ KN}.$**

#### II-4-4- Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

##### - Définition de la descente de charge :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

##### Principe de calcul :

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire d'établir un principe de structure niveau par niveau avec le sens de portée des planchers, les poteaux, les poutres, etc... Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes (en daN/m ou daN/m<sup>2</sup>)

Puis, on définit le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux,...) pour choisir les surcharges 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 autres objets . On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées.

D'après le règlement DTR B.B. 2.2 de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux

peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux «n» pour tenir compte de cette loi est de cinq «5»

En raison du nombre d'étage qui compose la structure a étudiée  $n \geq 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

La loi de dégression est :

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

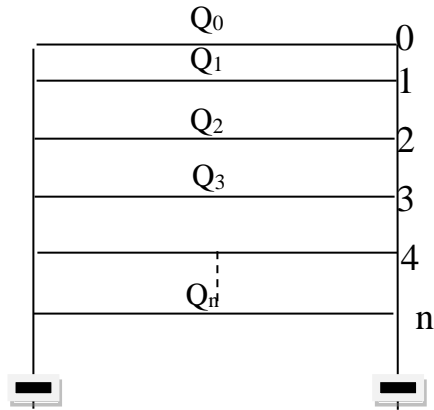
$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage i (i = 1 à 15)

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

$Q_n$  : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

- **Charges d'exploitation cumulées :**



$$Q_{\text{Totale}} = Q_0$$

$$Q_{\text{Totale}} = Q_0 + Q_1$$

$$Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$Q_{\text{Totale}} = Q_0 + (3+n) / 2n (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

$$Q_T = Q_0 + (3+n) / 2n \times Q_i (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$$

$$Q_0 = 53.238 \text{ KN.}$$

$$Q_{1-9} = 53.238 \text{ KN.}$$

$$Q_{10} = 88.730 \text{ KN.}$$

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Niveau	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688	0.667	0.65

**Tab. Les valeurs de coefficient  $(3+n/2n)$**

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

11<sup>eme</sup>  $Q_0 = 53.238 \text{ KN}$

10<sup>eme</sup>  $Q_0 + Q_1 = 53.238 + 53.238 = 106.476 \text{ KN}$

9<sup>eme</sup>  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 154.390 \text{ KN}$

8<sup>eme</sup>  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 196.980 \text{ KN}$

7<sup>eme</sup>  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 234.250 \text{ KN}$

6<sup>eme</sup>  $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 266.190 \text{ KN}$

5<sup>eme</sup>  $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 292.809 \text{ KN}$

4<sup>eme</sup>  $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 319.322 \text{ KN}$

3<sup>eme</sup>  $Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 346.250 \text{ KN}$

2<sup>eme</sup>  $Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 372.825 \text{ KN}$

1<sup>eme</sup>  $Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 422.354 \text{ KN}$

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Planches	Poutres	Poteaux	G <sub>totale</sub>	G <sub>cumulée</sub>	Q <sub>pi</sub>	Q <sub>cumulée</sub>	N <sub>s</sub> =G+Q [KN]	Section trouvée S=N/0.3f <sub>c28</sub>	Section adop.
11	216.856	46.55	5.00	268.406	268.406	53.238	53.238	321.644	428.859	30 X30
10	209.048	46.55	4.75	260.348	528.754	53.238	106.476	634.714	846.285	30 X30
9	209.048	46.55	4.75	260.348	789.102	53.238	154.390	943.492	1257.989	35 x35
8	209.048	46.55	4.75	260.348	1049.450	53.238	196.980	1246.430	1662.906	40 x40
7	209.048	46.55	4.75	260.348	1309.798	53.238	234.250	1544.048	2058.730	45 x45
6	209.048	46.55	4.75	260.348	1570.146	53.238	266.190	1836.336	2448.448	45 x45
5	209.048	46.55	5.00	268.406	1838.552	53.238	292.809	2131.361	2841.814	50 x50
4	209.048	46.55	5.00	268.406	2106.958	53.238	319.322	2426.280	3235.040	55 x55
3	209.048	46.55	5.00	268.406	2375.364	53.238	346.250	2721.614	3628.818	60 x 60
2	209.048	46.55	5.00	268.406	2643.770	53.238	372.825	3016.595	4022.126	65 x65
1	209.048	46.55	5.00	268.406	2912.176	88.730	422.354	3334.530	4446.040	65X65

**Tab: récapitulatif de la descente de charge**

**II-4-5 - Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :**

La dimension de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

Conditions exigées par RPA	Poteaux	Valeur calculée	Observation
$\text{Min}(b, h) \geq 30$ $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$ $1/4 \leq b/h \leq 4$	30 X 30	$\text{Min}(b, h) = 30 > 25$	Condition vérifiée
	30 X 30	$h_e / 20 = 274 / 20 = 13.7$	Condition vérifiée
	35 X 35		
	40 X 40	$1/4 \leq b/h \leq 4$	Condition vérifiée
	45 X 45		
	45 X 45		
	50 X 50	$\text{Min}(b, h) = 30 > 25$	Condition vérifiée
55 X 55	$h_e / 20 = 290 / 20 = 14.5$		
60 X 60			
65 X 65	$1/4 \leq b/h \leq 4$		
65 X 65			

**Tab: Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)**

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

- Sous sol : RDC : (65 x 65) cm<sup>2</sup>
- 1<sup>er</sup> étage : (60 x 60) cm<sup>2</sup>
- 2<sup>eme</sup> étage : (55 x 55) cm<sup>2</sup>
- 3<sup>eme</sup> étage : (50 x 50) cm<sup>2</sup>
- 4<sup>eme</sup> , 5<sup>eme</sup> étage : (45 x 45) cm<sup>2</sup>
- 6<sup>eme</sup> étage : (40 x 40) cm<sup>2</sup>
- 7<sup>eme</sup> étage : (35 x 35) cm<sup>2</sup>
- 8<sup>eme</sup> , 9<sup>eme</sup> étage : (30 x 30) cm<sup>2</sup>

#### II-4-6- Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

Il faut vérifier l'élancement  $\lambda$  des poteaux.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50.$$

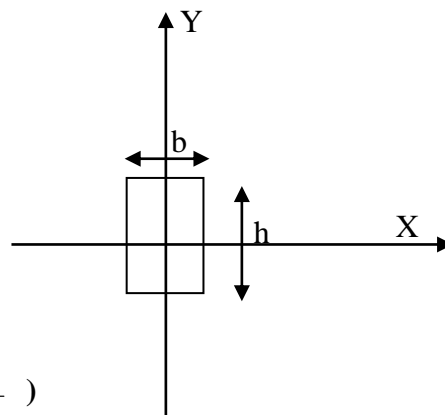
Avec :  $L_f$  : longueur de flambement (  $L_f = 0.7 L_0$  ) ;

$i$  : rayon de giration (  $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$  ) ;

$L_0$  : hauteur libre du poteau.

$S$  : section transversale du poteau (  $b \times h$  ).

$I$  : moment d'inertie du poteau (  $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$  ;  $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$  )



$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12 \times bh}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}.$$

Finalement :  $\lambda = 2.425 L_0/b$

Condition	Niveau	Poteau	h <sub>0</sub> (m)	b (m)	λ	Vérification
λ=2.425 h <sub>0</sub> /b	Sous Sol & RDC	(65 X 65)	3.20	0.65	11.94	✓
λ=2.425 h <sub>0</sub> /b	1 <sup>er</sup> étage	(60 X 60)	3.20	0.60	12.93	✓
λ=2.425 h <sub>0</sub> /b	2 <sup>eme</sup> étage	(55 X 55)	3.20	0.55	14.10	✓
λ=2.425 h <sub>0</sub> /b	3 <sup>eme</sup> étage	(50 X 50)	3.04	0.50	14.74	✓
λ=2.425 h <sub>0</sub> /b	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étages	(45 X 45)	3.04	0.45	16.38	✓
λ=2.425 h <sub>0</sub> /b	6 <sup>eme</sup> étage	(40 X 40)	3.04	0.40	18.43	✓
λ=2.425 h <sub>0</sub> /b	7 <sup>eme</sup> étage	(35 X 35)	3.04	0.35	21.06	✓
λ=2.425 h <sub>0</sub> /b	8 <sup>eme</sup> étage	(30 X 30)	3.04	0.30	24.57	✓
λ=2.425 h <sub>0</sub> /b	9 <sup>eme</sup> étage	(30 X 30)	3.20	0.30	25.86	✓

↪ La condition de l'élancement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

### Remarque :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes ; depuis ce jour-là, il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non au niveau du poteau (éviter la rotule plastique).

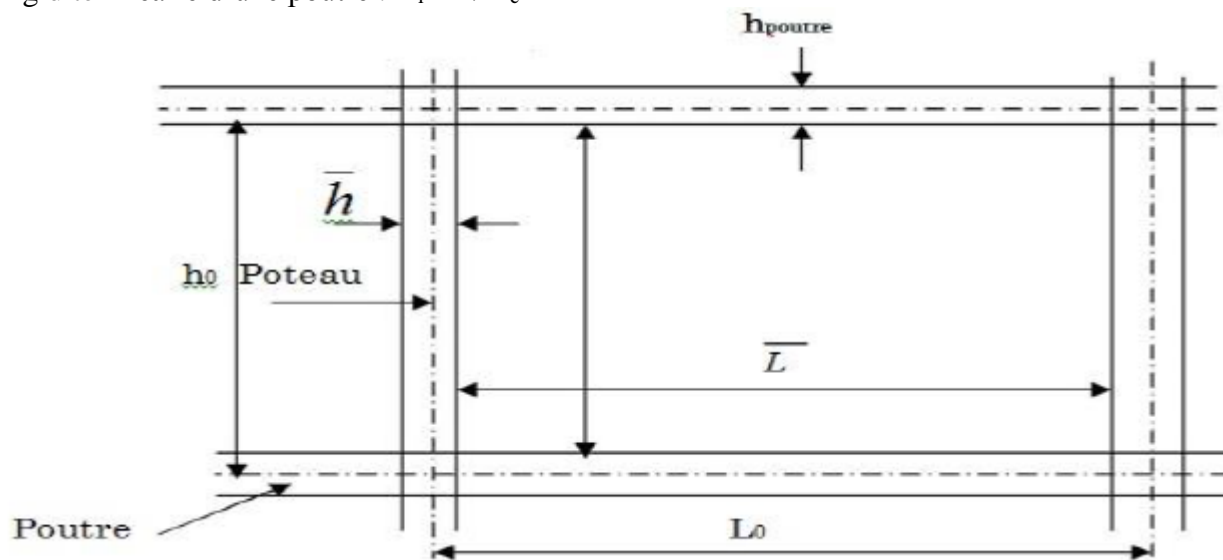
Et pour cela que nous sommes passés à la vérification des rigidités.

### Vérification des rigidités :

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieures à celles des poutres «poteaux forts - poutres faibles ».

#### ✿ Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

- Rigidité linéaire d'un poteau :  $K_p = I_p / h_c$
- rigidité linéaire d'une poutre :  $K_i = I / L_c$



#### Identification des paramètres :

Avec :  $I$  : moment d'inertie de l'élément.

$h_c, L_c$  : hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \times e_{pot}$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \times h_{poutre}$$

$\bar{h}$  : hauteur du Poteau entre nus des poutres.

$\bar{L}$  : longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux).

$h_0$  : hauteur des poteaux entre axes des poutres.

$h_p$  : hauteur de la poutre.

$e_p$  : largeur des poteaux.

$L_0$  : longueur de la poutre entre axes.

$K$  : rigidité linéaire (Poutre. Poteau).

**Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :**  
**Tableau: Rigidités des poutres dans le sens transversal Y-Y**

cm <sup>2</sup>		Cm				cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	
Niveau	Travée	Section	L <sub>0</sub>	Ł	1/2 h <sub>t</sub>	L <sub>c</sub>	I <sub>t</sub>	K <sub>t</sub>
S- sol- RDC	1 - 2	(35 x 55)	825	760	27,5	787,5	196510.417	249,54
	2 - 3		420	355		382,5		513,75
	3 - 4		633	568		595,5		329,99
	4 - 5		560	495		522,5		376,09
	5 - 6		125	60		87,5		2245,83
1 <sup>er</sup> - étage	1 - 2	(35 x 55)	825	765	27,5	792,5	196510.417	247,96
	2 - 3		420	360		387,5		507,12
	3 - 4		633	573		600,5		327,24
	4 - 5		560	500		527,5		372,53
	5 - 6		125	65		92,5		2124,44
2 <sup>eme</sup> - étage	1 - 2	(35 x 55)	825	770	27,5	797,5	196510.417	246,41
	2 - 3		420	365		392,5		500,66
	3 - 4		633	578		604,5		325,08
	4 - 5		560	505		532,5		369,03
	5 - 6		125	70		97,5		2015,49
3 <sup>eme</sup> - étage	1 - 2	(35 x 55)	825	775	27,5	802,5	196510.417	244,87
	2 - 3		420	370		397,5		494,36
	3 - 4		633	583		609,5		322,41
	4 - 5		560	510		537,5		365,60
	5 - 6		125	75		102,5		1917,17
4 <sup>eme</sup> - 5 <sup>eme</sup> Étage	1 - 2	(35 x 55)	825	780	27,5	807,5	196510.417	243,35
	2 - 3		420	375		402,5		488,22
	3 - 4		633	688		614,5		319,79
	4 - 5		560	515		542,5		362,23
	5 - 6		125	80		107,5		1828,00
6 <sup>eme</sup> - étage	1 - 2	(35 x 55)	825	785	27,5	812,5	196510.417	241,85
	2 - 3		420	380		407,5		482,23
	3 - 4		633	693		619,5		317,20
	4 - 5		560	520		547,5		358,92
	5 - 6		125	85		112,5		1746,75
7 <sup>eme</sup> - étage	1 - 2	(35 x 55)	825	790	27,5	817,5	196510.417	240,38
	2 - 3		420	385		412,5		476,38
	3 - 4		633	698		624,5		314,66
	4 - 5		560	525		552,5		355,67
	5 - 6		125	90		117,5		1672,42
8 <sup>eme</sup> - 9 <sup>eme</sup> Étage	1 - 2	(35 x 55)	825	795	27,5	822,5	196510.417	238,92
	2 - 3		420	390		417,5		470,68
	3 - 4		633	703		629,5		312,16
	4 - 5		560	530		557,5		352,48
	5 - 6		125	95		122,5		11604,16

Tableau: Rigidités des poutres dans le sens transversal X-X

cm <sup>2</sup>			Cm				cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>
Niveau	Travée	Section	L <sub>0</sub>	Ł	1/2 h <sub>t</sub>	L <sub>c</sub>	I <sub>t</sub>	K <sub>t</sub>
S- sol- RDC	A - B	(30 x 40)	470	405	20	425	160000	376.47
	B - C		595	530		550		290.90
	C - D		405	340		360		444.44
	D - E		190	125		145		1103.44
	E - F		190	125		145		1103.44
	F - G		405	340		360		444.44
1 <sup>er</sup> étage	A - B	(30 x 40)	470	410	20	430	160000	372.09
	B - C		595	535		555		288.28
	C - D		405	345		365		438,35
	D - E		190	130		150		1066.66
	E - F		190	130		150		1066.66
	F - G		405	345		365		438,35
2 <sup>eme</sup> étage	A - B	(30 x 40)	470	415	20	435	160000	367.81
	B - C		595	540		560		285.71
	C - D		405	350		370		432,43
	D - E		190	135		155		1032.25
	E - F		190	135		155		1032.25
	F - G		405	350		370		432,43
3 <sup>eme</sup> étage	A - B	(30 x 40)	470	420	20	440	160000	363.63
	B - C		595	545		565		283.18
	C - D		405	355		375		426,66
	D - E		190	140		160		1000
	E - F		190	140		160		1000
	F - G		405	355		375		426,66
4 <sup>eme</sup> 5 <sup>eme</sup> étage	A - B	(30 x 40)	470	425	20	445	160000	359.55
	B - C		595	550		570		280.70
	C - D		405	360		380		421,05
	D - E		190	145		165		969.69
	E - F		190	145		165		969.69
	F - G		405	360		380		421,05
6 <sup>eme</sup> étage	A - B	(30 x 40)	470	430	20	50	160000	355.55
	B - C		595	555		575		278.26
	C - D		405	365		385		415,58
	D - E		190	150		170		941.17
	E - F		190	150		170		941.17
	F - G		405	365		385		415,58
7 <sup>eme</sup> étage	A - B	(30 x 40)	470	435	20	455	160000	351.64
	B - C		595	560		580		275.86
	C - D		405	370		390		410,25
	D - E		190	155		175		914.28
	E - F		190	155		175		914.28
	F - G		405	370		390		410,25
8 <sup>eme</sup> 9 <sup>eme</sup> étage	A - B	(30 x 40)	470	440	20	460	160000	347.82
	B - C		595	565		585		273.50
	C - D		405	375		395		405,06
	D - E		190	160		180		888.88
	E - F		190	160		180		888.88
	F - G		405	375		395		405,06

Tableau: Rigidités des poutres dans le sens transversal Y-Y

Niveau	cm <sup>2</sup>		Cm				cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>
	Travée	Section	L <sub>0</sub>	Ł	1/2 h <sub>t</sub>	L <sub>c</sub>	I <sub>t</sub>	K <sub>t</sub>
S- sol- RDC	1 - 2	(35 x55)	825	760	27.5	787,5	196510,417	249,53
	2 - 3		420	355		382,5		513,75
	3 - 4		633	568		595,5		329,99
	4 - 5		582	517		544,5		360,90
	5 - 6		125	60		87,5		2245,83
	6 - 7		377	312		339,5		578,82
	7 - 8		86	21		48,5		4051,76
1 <sup>er</sup> étage	1 - 2	(35 x55)	825	765	27.5	792,5	196510,417	247,96
	2 - 3		420	360		387,5		507,12
	3 - 4		633	573		600,5		327,24
	4 - 5		582	522		549,5		357,61
	5 - 6		125	65		92,5		2124,43
	6 - 7		377	317		344,5		570,42
	7 - 8		86	26		53,5		3673,09
2 <sup>eme</sup> étage	1 - 2	(35 x55)	825	770	27.5	797,5	196510,417	246,40
	2 - 3		420	365		392,5		500,66
	3 - 4		633	578		605,5		324,54
	4 - 5		582	527		554,5		354,39
	5 - 6		125	70		97,5		2015,49
3 <sup>eme</sup> étage	1 - 2	(35 x55)	825	775	27.5	802,5	196510,417	244,87
	2 - 3		420	370		397,5		494,36
	3 - 4		633	583		610,5		321,88
	4 - 5		582	532		559,5		351,22
	5 - 6		125	75		102,5		1917,17
4 <sup>eme</sup> 5 <sup>eme</sup> étage	1 - 2	(35 x55)	825	780	27.5	807,5	196510,417	243,35
	2 - 3		420	375		402,5		488,22
	3 - 4		633	588		615,5		319,27
	4 - 5		582	537		564,5		348,11
	5 - 6		125	80		107,5		1828,00
6 <sup>eme</sup> étage	1 - 2	(35 x55)	825	785	27.5	812,5	196510,417	241,86
	2 - 3		420	380		407,5		482,23
	3 - 4		633	593		620,5		316,69
	4 - 5		582	542		569,5		345,05
	5 - 6		125	85		112,5		1746,75
7 <sup>eme</sup> étage	1 - 2	(35 x55)	825	790	27.5	817,5	196510,417	240,37
	2 - 3		420	385		412,5		476,38
	3 - 4		633	598		625,5		314,16
	4 - 5		582	547		574,5		342,05
	5 - 6		125	90		117,5		1672,42
8 <sup>eme</sup> - 9 <sup>eme</sup> étage	1 - 2	(35 x55)	825	795	27.5	822,5	196510,417	238,92
	2 - 3		420	390		417,5		470,68
	3 - 4		633	603		630,5		311,67
	4 - 5		582	552		579,5		339,10
	5 - 6		125	95		122,5		1604,17

Tableau: Rigidités des poutres dans le sens transversal X-X

cm <sup>2</sup>			Cm				cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>
Niveau	Travée	Section	L <sub>0</sub>	L	1/2 h <sub>t</sub>	L <sub>c</sub>	I <sub>t</sub>	K <sub>t</sub>
S- sol- RDC	H - I	(30 x40)	405	340	20	360	160000	444,44
	I - J		190	125		145		1103,44
	J - K		190	125		145		1103,44
	K - L		405	340		360		444,44
	L - M		595	530		550		290,90
	M-N		470	405		425		376,47
1 <sup>er</sup> étage	H - I	(30 x40)	405	345	20	365	160000	438,35
	I - J		190	130		150		1066,66
	J - K		190	130		150		1066,66
	K - L		405	345		360		438,35
	L - M		595	535		555		288,28
	M-N		470	410		430		372,09
2 <sup>eme</sup> étage	H - I	(30 x40)	405	350	20	370	160000	432,43
	I - J		190	135		155		1032,25
	J - K		190	135		155		1032,25
	K - L		405	350		370		432,43
	L - M		595	540		560		285,71
	M-N		470	415		435		367,82
3 <sup>eme</sup> étage	H - I	(30 x40)	405	355	20	375	160000	426,66
	I - J		190	140		160		1000
	J - K		190	140		160		1000
	K - L		405	355		375		426,66
	L - M		595	545		565		283,18
	M-N		470	420		440		363,63
4 <sup>eme</sup> 5 <sup>eme</sup> étage	H - I	(30 x40)	405	360	20	380	160000	421,05
	I - J		190	145		165		969,69
	J - K		190	145		165		969,69
	K - L		405	360		380		421,05
	L - M		595	550		570		280,70
	M-N		470	425		445		359,55
6 <sup>eme</sup> étage	H - I	(30 x40)	405	365	20	385	160000	415,58
	I - J		190	150		170		941,18
	J - K		190	150		170		941,18
	K - L		405	365		385		415,58
	L - M		595	555		575		278,26
	M-N		470	430		450		355,55
7 <sup>eme</sup> étage	H - I	(30 x40)	405	370	20	390	160000	410,26
	I - J		190	155		175		914,28
	J - K		190	155		175		914,28
	K - L		405	370		390		410,26
	L - M		595	560		580		275,86
	M-N		470	435		455		351,64
8 <sup>eme</sup> 9 <sup>eme</sup> étage	H - I	(30 x40)	405	375	20	395	160000	405,06
	I - J		190	160		180		888,88
	J - K		190	160		180		888,88
	K - L		405	375		395		405,06
	L - M		595	565		585		273,50
	M-N		470	440		460		347,83

## Conclusion :

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

Hauteur du plancher en corps creux		<b><math>h_t = 25 \text{ cm } ( 20 + 5 )</math></b>
Epaisseur de la dalle pleine		<b><math>e = 20 \text{ cm}</math></b>
Epaisseur des voiles		<b><math>a = 20 \text{ cm}</math></b>
Sections des poutres	Poutres principales	<b><math>(35 \times 55) \text{ cm}^2</math></b>
	Poutres secondaires	<b><math>(30 \times 40) \text{ cm}^2</math></b>
Sections des poteaux	Salle de conférence	<b><math>(70 \times 70) \text{ cm}^2</math></b>
	S- sol RDC	<b><math>(65 \times 65) \text{ cm}^2</math></b>
	1 <sup>er</sup> étage	<b><math>(60 \times 60) \text{ cm}^2</math></b>
	2 <sup>eme</sup> étage :	<b><math>(55 \times 55) \text{ cm}^2</math></b>
	3 <sup>eme</sup> étage	<b><math>(50 \times 50) \text{ cm}^2</math></b>
	4 <sup>eme</sup> - 5 <sup>eme</sup> étage	<b><math>(45 \times 45) \text{ cm}^2</math></b>
	6 <sup>eme</sup> étage	<b><math>(40 \times 40) \text{ cm}^2</math></b>
	7 <sup>eme</sup> étage	<b><math>(35 \times 35) \text{ cm}^2</math></b>
8 <sup>eme</sup> - 9 <sup>eme</sup> étage	<b><math>(30 \times 30) \text{ cm}^2</math></b>	

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

## **Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX :**

### **III.1 - INTRODUCTION :**

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrions les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99 version 2003.

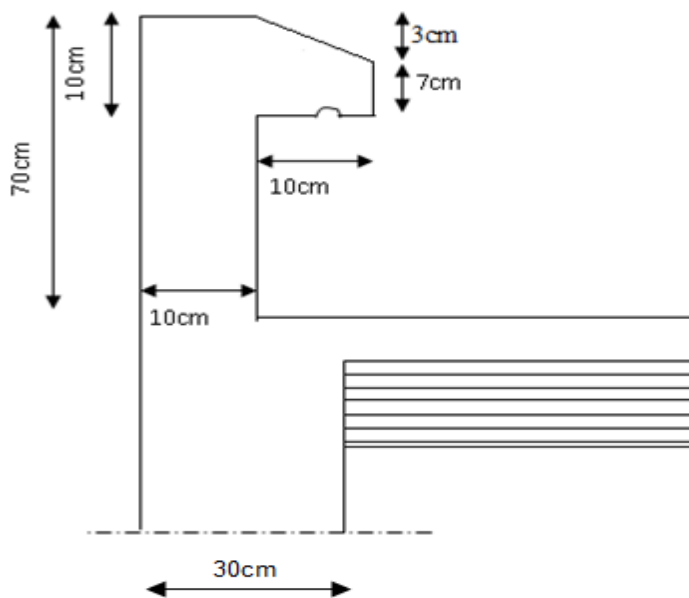
### **III. A. Acrotère :**

#### **III.A.1. Définition et rôle de l'acrotère :**

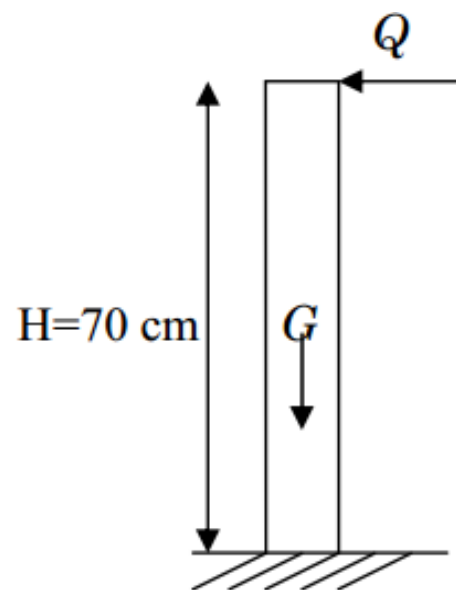
L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre  $G$  donnant un effort normal  $N$  et une charge d'exploitation horizontale ( $Q=1$  [kN/ml]) non pondérée due à l'application de la main courante (échelle des pompiers ...etc.) qui engendre un moment de flexion ( $M$ ) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1 [m] de largeur.

#### **III.A.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :**

La hauteur :  $h = 70$  cm ; L'épaisseur :  $h_0 = 10$  cm  
L'enrobage :  $c = c' = 5$  cm ; La surface :  $0.0785$  m<sup>2</sup>



- Coupe transversale de l'acrotère



-Schéma statique

### III.A.3. Calcul des sollicitations :

#### Chargement :

Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$

$\rho$  : Masse volumique du béton

$S$  : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.2)] - 0.03 \times \left[ \frac{0.1}{2} \right] = 25 \times 0.0785 = 1.96 \text{ kN/ml}$$

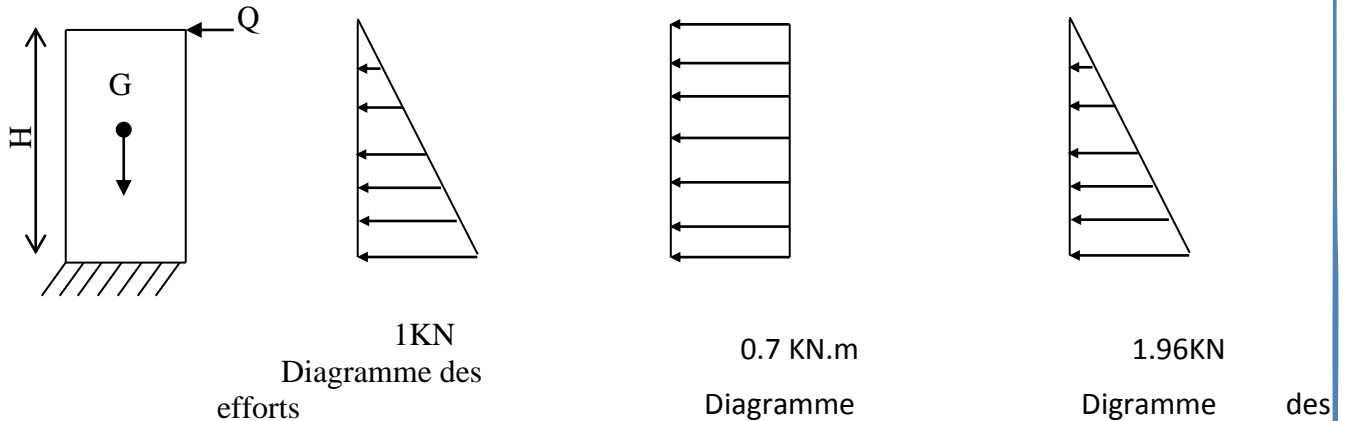
Surcharge d'exploitation horizontale :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$ .

#### Calcul des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre :  $N = G \times l = 1.96 \text{ kN}$

Effort tranchant :  $T = Q \times l = 1 \text{ kN}$

Moment de renversement  $M$  dû à  $Q$  :  $M = Q \times H \times l = 1 \times 0.7 \times 1 = 0.7 \text{ kN.m}$ .



- Diagrammes des efforts internes.

### III.A.4. Les combinaisons de charges :

**ELU :**  $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.96 = 2.646 \text{ kN}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ kN.m}$$

**ELS :**  $G + Q$

$$N_s = N = 1.96 \text{ kN}$$

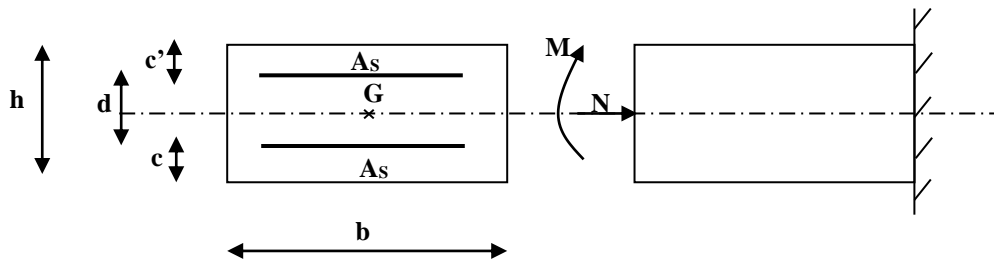
$$T_s = T = 1 \text{ kN}$$

$$M_s = M = 0.7 \text{ kN.m}$$

### III.A.5.Ferraillage:

Le ferraillage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur «  $h = 10 \text{ cm}$  » et de largeur «  $b = 100 \text{ cm}$  », dont le principe est d'étudier la section du béton

en flexion simple sous un moment fictif  $M_f$ , afin de déterminer les armatures fictives  $A_f$ , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles  $A$ .



Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Avec :

**h** : Epaisseur de la section.

**c** : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

**d = h - c** : Hauteur utile.

**M<sub>f</sub>** : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

**Remarque :** Le calcul se fera à l'ELU puis nous le vérifierons à l'ELS

### III.A.6. Calcul à l'ELU :

#### 1 - Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.646} = 0,396m = 40 \text{ cm}$$

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

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composée.

#### 2 - Calcul en flexion simple :

##### ✓ Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 1.05 + 2.646 \left( \frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 1.261 \text{ KN.m}$$

##### ✓ Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.261 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,991$$

### ✓ Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{1,261 \times 10^3}{0,991 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,52 \text{ cm}^2$$

### 3 - Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,52 - \frac{2,646}{34,8} = 0,443 \text{ cm}^2$$

### 4 - Vérification à l'ELU :

#### 1) Condition de non fragilité :(Art.A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 > A = 0,443 \text{ cm}^2$$

#### Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 25cm

#### Armatures de répartition :

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

Soit :  $3\text{HA}6 = 0,85 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$ .

#### 2) Vérification au cisaillement :

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  : La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 3) Vérification de l'adhérence des barres :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{ Somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = 4\pi 8 = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 4). Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{cm}$$

$$\text{Avec } T_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{KN}$$

### 5). Espacement des barres :

Nous avons une fissuration préjudiciable  $\rightarrow St = 20 \text{ cm} < \text{Min}(2h; 25 \text{cm}) = 25 \text{ cm}$

#### **i) Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

- **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [226,67, 201,63] = 201,63 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,290 \Rightarrow \beta_1 = 0,914$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,914) = 0,258$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,914 \times 7 \times 2,01} = 46,66 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

- Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,023 \times 46,66 = 1,0732 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,0732 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Dans les aciers :** On doit vérifier que :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 46,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } T_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{100 \times 70} = 0,214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A : Coefficient de zone.

(Zone II<sub>a</sub>, groupe d'usage 2) (A = 0,15)

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale (C<sub>p</sub> = 0,8)

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère = 1,675 KN/ml

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

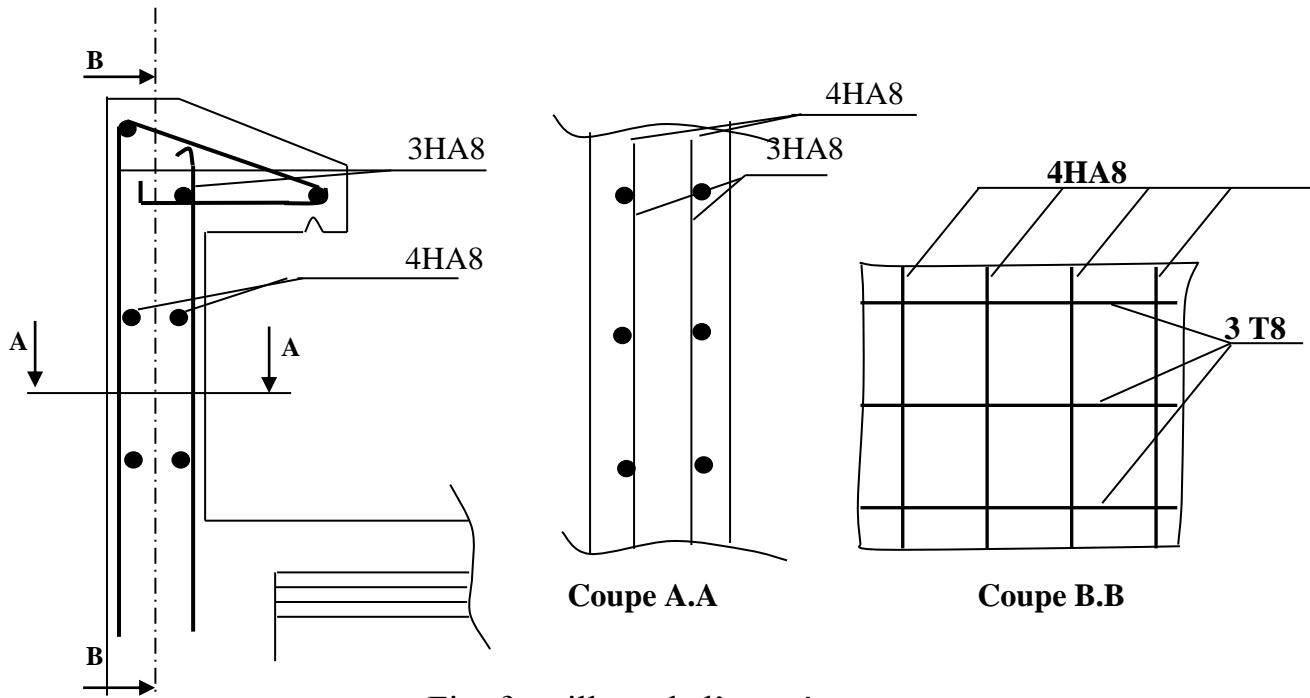


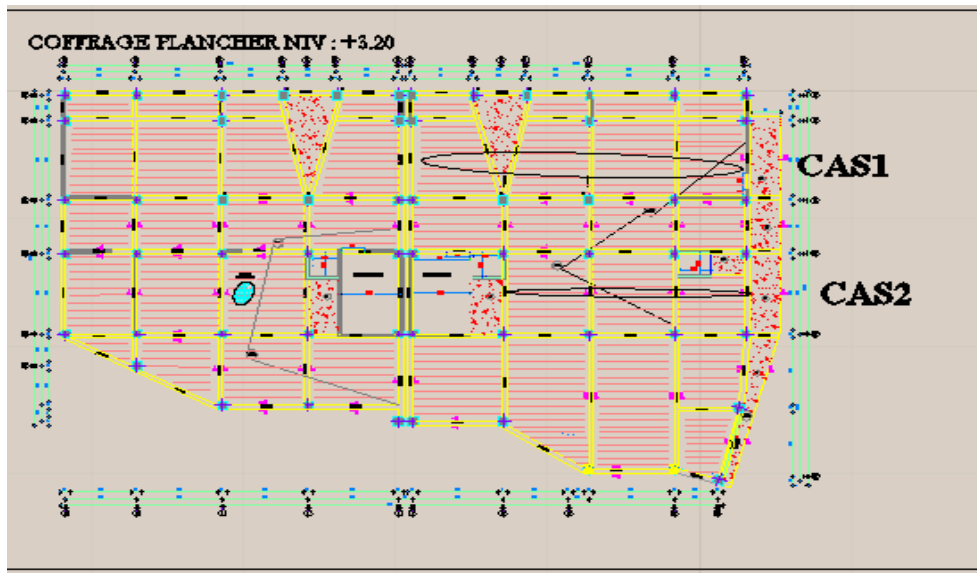
Fig. ferraillage de l'acrotère

**Conclusion :**

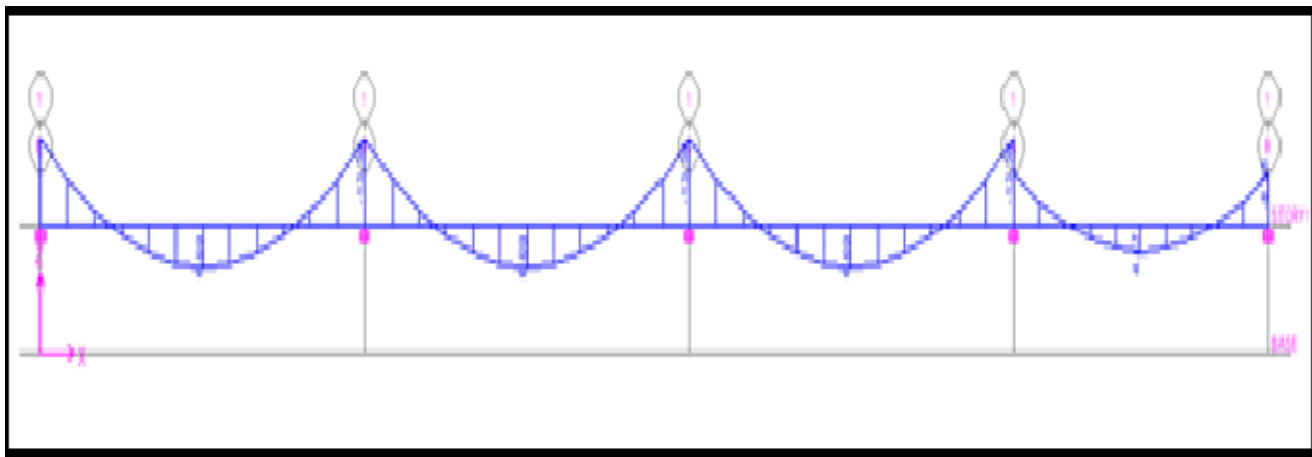
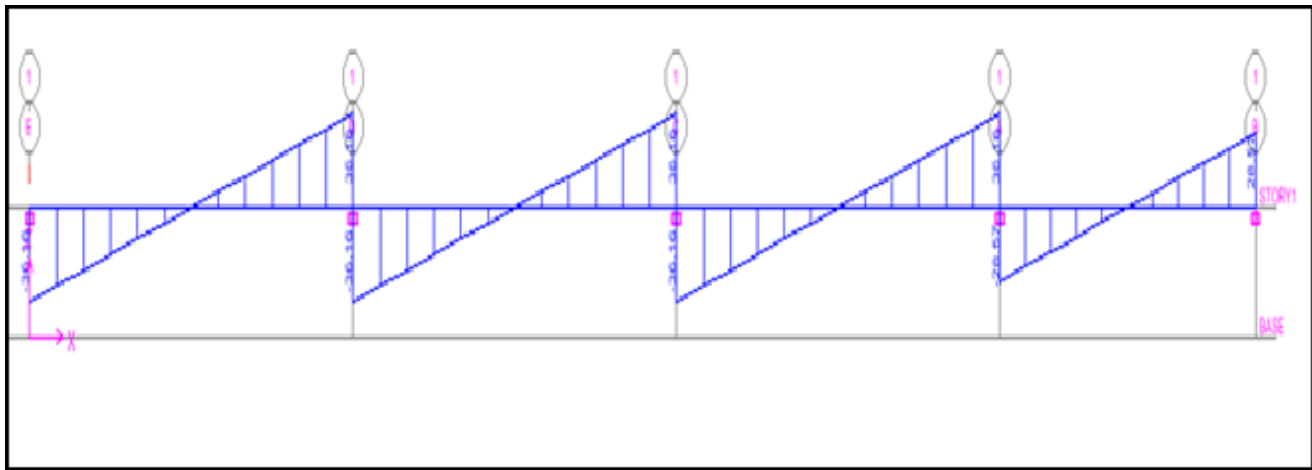
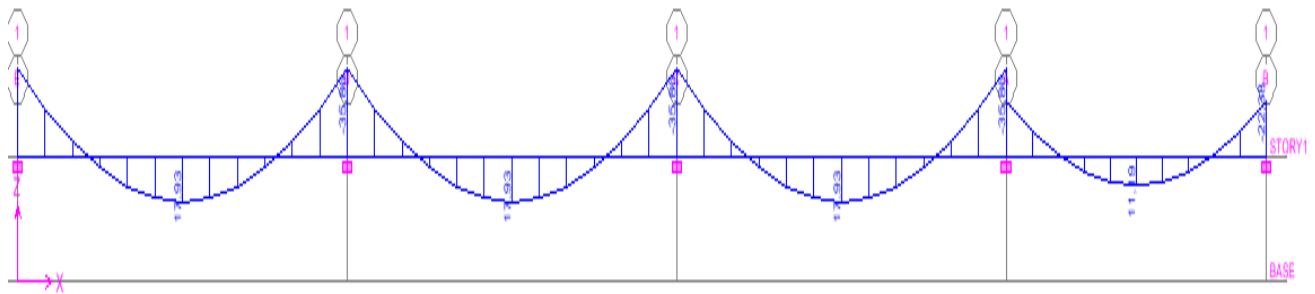
Suite aux différents *calculs et vérifications effectués, nous* Adoptons pour le ferraillage de L'acrotère celui adopté précédemment :

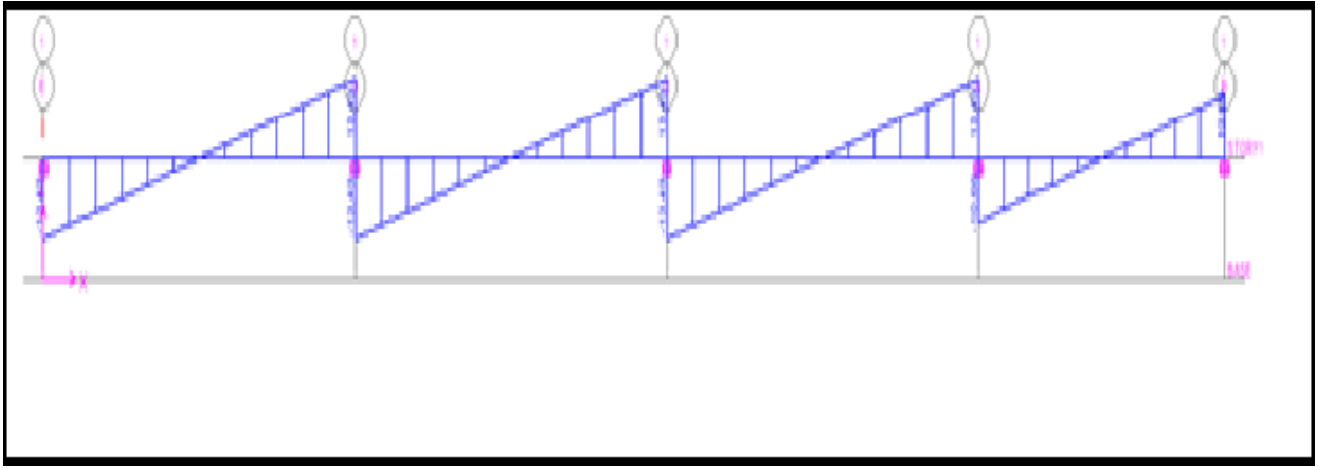
- ♣ Armatures de répartitions 3HA6 avec un espacement  $St = 20\text{cm}$ .
- ♣ Armatures principales 4HA8 avec un espacement  $St = 25\text{ cm}$  .

**III.B Calcul des planchers :μ**



### III-B.1. Planchers en corps creux : 1er cas :





### III-B.2. Planchers en corps creux : 2<sup>eme</sup> cas

La structure comporte un plancher à corps creux (20+5) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

#### **Détermination des dimensions de la section en T :**

$h = 20+5 = 25$  cm (hauteur de la section)

$h_0 = 5$  cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C = 2$  cm (enrobage)

$d = 23$  cm (hauteur utile)

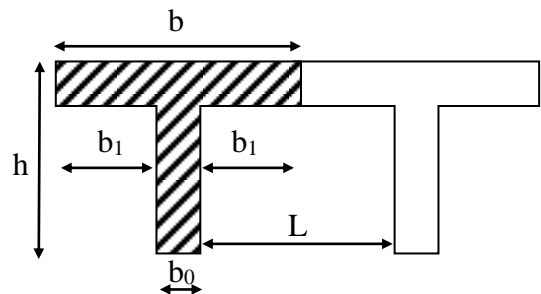
La longueur du hourdis à prendre en compte est limitée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{580}{10} = 58 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \quad \phi 6 \text{ maucos TLE520}$$

$$\text{Soit : } b_1 = 26,5 \text{ cm} \Rightarrow b = b_0 + 2b_1 = 65 \text{ cm}$$



### III-B-2- Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

#### III-B-2-1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{Avec : } L = 65 \text{ cm ; distance entre axes des poutrelles.}$$

D'où :

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

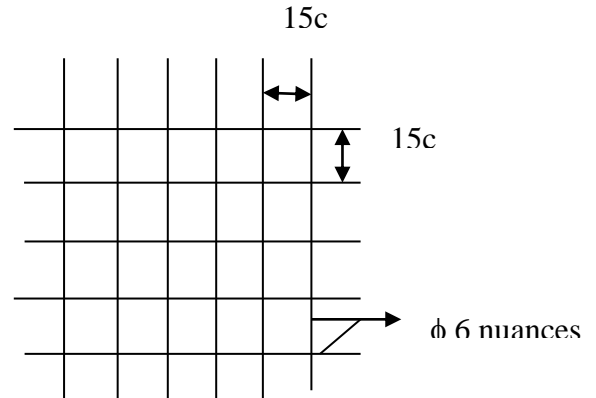
Soit  $A_{\perp} = 6\Phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$

=> L'espaceur e= 15cm

**III-B-2-2 Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = A/2 = 1,7/2 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit  $A_{//} = 6\Phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  l'espaceur e=15 cm.



**Conclusion :**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (6x6x150x150) mm<sup>2</sup>.

**Calcul de la poutrelle :**

**a) Avant le coulage :**

avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : 2500 x 0,12 x 0,04 = 12Kg/ml
- poids propre du corps creux : 0,65 x 95 = 62 Kg/ml
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : Q = 100 Kg/ml

**a.1) combinaison d'actions :**

a l'ELU :  $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 250 \text{ kg/ml} = 2,50 \text{ KN/ml}$

**a.2) calcul du moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 11,06 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = 7,44 \text{ KN}$$

**a.3) ferrailage de la poutrelle :**

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

$$\mu_b = \frac{\mu_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{11,06 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 16,23 > 0,392$$

$\mu_b > \mu_c = 0,392 \Rightarrow$  S.D.A

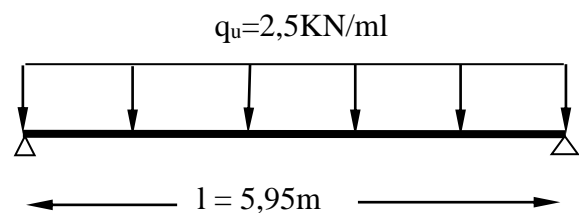
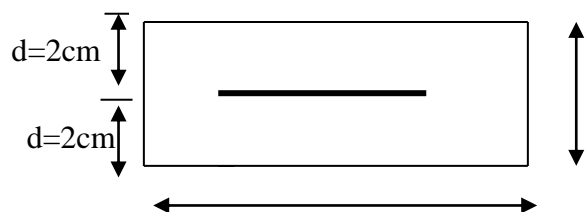


Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression



Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

Vu les faibles dimensions de la section de la poutrelle (12x4cm<sup>2</sup>), il est impossible de réaliser deux lits d'armatures, donc on doit prévoir trois étais intermédiaires par travée pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

### III-B-2) Calcul des poutrelles après coulage de la dalle de compression :

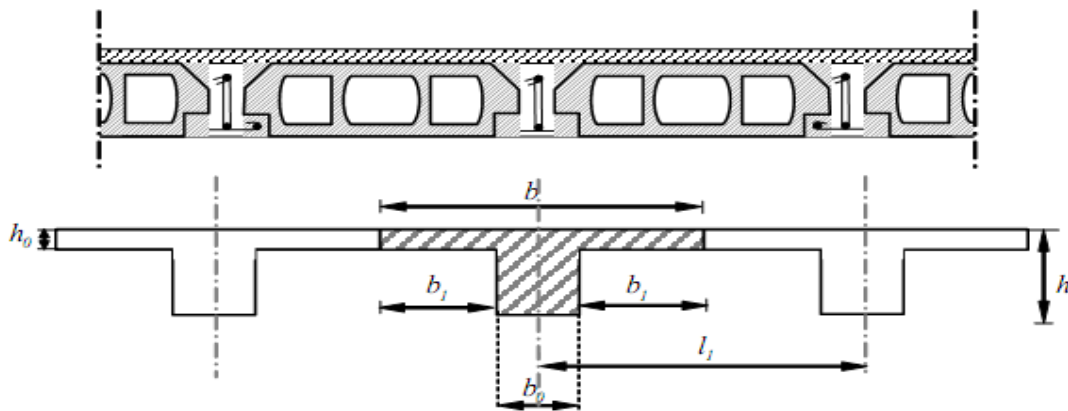
La poutrelle est calculée comme une poutre continue, de section en T partiellement encastree à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle de compression et les charges et surcharges revenant au plancher.

- **Largeur de la table de compression « b » :**

$$B = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L}{10}; \frac{L - b_0}{2} \right\} \text{ avec } 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{568}{10}; \frac{65 - 12}{2} \right\} \text{ avec } 30\text{cm} \leq b_1 \leq 40\text{cm}$$



**Fig. III-6 schéma de la table de plancher**

$$\text{Un plancher à corps creux} \rightarrow h_t = 25\text{cm} \left\{ \begin{array}{l} 20\text{cm} \\ 5\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc on a des poutrelles de :} \left\{ \begin{array}{l} h_t = 25\text{cm} \\ b_0 = 12\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{array} \right.$$

### Détermination de la largeur "b" :

Choix de  $b_1$  : le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} \quad b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{568}{10} = 56.8 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit :  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

Pour avoir :  $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$ .

$l_j$  : Longueur libre entre axes des poutrelles

$l$  : Longueur libre entre nus d'appuis.

$h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression.

$$2 \times 26.5 + 12$$

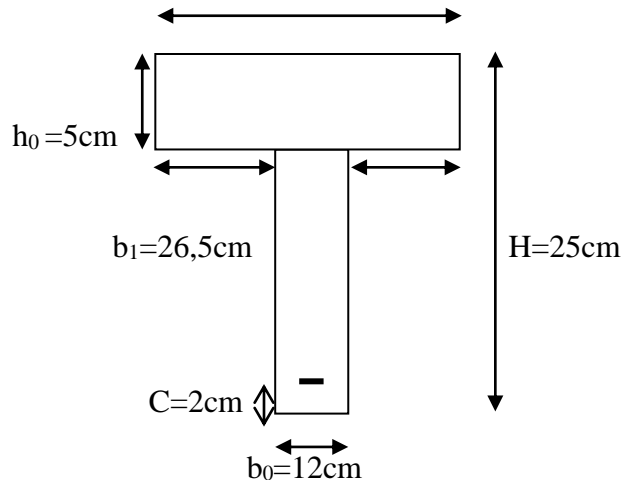


Fig. : Coupe transversale de la poutrelle

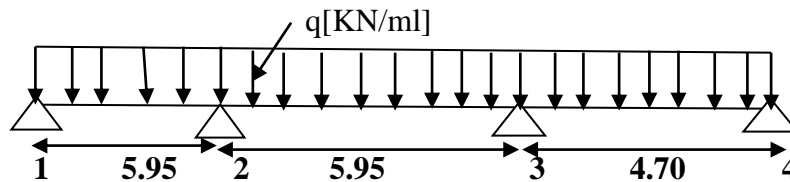


Fig. III-7 : Schéma statique de la poutrelle

### III-B-2-1-) Méthode de calcul :

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies (BAEL 91-A 6,2).

**Hypothèse 01** :  $q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN})$

**Hypothèse 02** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

**Hypothèse 03** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

#### • Poids propre de plancher :

$$g = G \times 0,65 = 5.89 \times 0,65$$

$$g = 3.83 \text{ KN/ml}$$

#### • Surcharge d'exploitation du plancher :

$$q = Q \times 0,65$$

$$q = 2,5 \times 0,65 = 1,63 \text{ KN/ml}$$

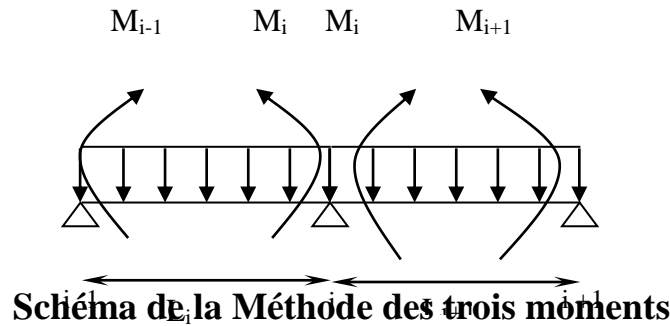
-  $q = 1,63 \leq \min(2 \times 3,83 ; 5)$  ..... OK..... (hyp 01 vérifiée).

- L'épaisseur est la même pour les différentes travées ..... OK..... (hyp 02 vérifiée).

- Le rapport  $(L_{2-3}/L_{1-2}) = 1.90/4.05 = 0.47$ ..... Non.....(hyp 03 n'est pas vérifiée).  
 Vu que l'Hypothèse 3 n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.  
 Dans ce cas on va utiliser la méthode des trois moments.

### III -B-2-2-) Méthode des trois moments :

- Exposition de la méthode



#### 1-Rappel :

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

- Aux appuis :

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = - \left( \frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right)$$

- En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

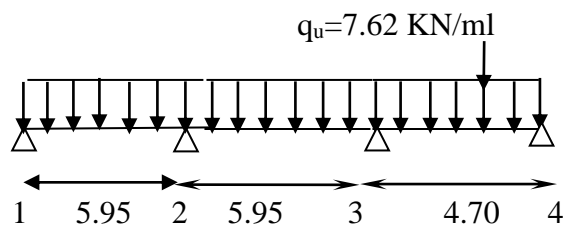
$M_{i-1}, M_i$  et  $M_{i+1}$  : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

$L_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

$L_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

$P_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

$P_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.



Coupe transversale de la poutrelle

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

### a/ Calcul des moments aux appuis :

$$\text{L'appui 1 : } \quad 11.9M_1 + 5.95M_2 = -401.28 \text{ ----- (1)}$$

$$\text{L'appui 2 : } \quad 5.95M_1 + 23.8M_2 + 5.95M_3 = -802.56 \text{ ----- (2)}$$

$$\text{L'appui 3 : } \quad 5.95M_2 + 21.3 M_3 + 4.70M_4 = - 599.06 \text{ ----- (3)}$$

$$\text{L'appui 4 : } \quad 4.70M_3 + 9.4M_4 = - 197.78 \text{----- (4)}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -21.995 \text{ KN.m} \quad M_2 = - 23.452 \text{ KN.m} \quad M_3 = -19.031 \text{ KN.m} \quad M_4 = -11.525 \text{ KN.m}$$

### b/ Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance  $x$  de l'appui «  $i$  » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$X_i$  : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

#### N.B/

- Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

On aura les résultats suivants :

$$M_1 = -14.663 \text{ KN.m} \quad M_2 = - 15.635 \text{ KN.m} \quad M_3 = -12,687 \text{ KN.m} \quad M_4 = -7.683 \text{ KN.m}$$

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	Longueur	q	M <sub>i</sub>	M <sub>i+1</sub>	μ (x)	X(m)	M <sub>max</sub> en KN.m]
Travée 1-2	5.95	7.62	-14.663	-15.635	33.72	2.95	18.56
Travée 2-3	5.95	7.62	-15.635	-12.687	33.70	3.04	19.57
Travée 3-4	4.70	7.62	-12.687	-7.683	20.97	2.49	10.93

Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

Travée (1-2) → x = 2.95 m → M<sub>1 max</sub> (2.95) = 24.74 KN.m

Travée (2-3) → x = 3.04 m → M<sub>2 max</sub> (3.04) = 26.09 KN.m

Travée (3-4) → x = 2.49 m → M<sub>3 max</sub> (2.49) = 14.57 KN.m

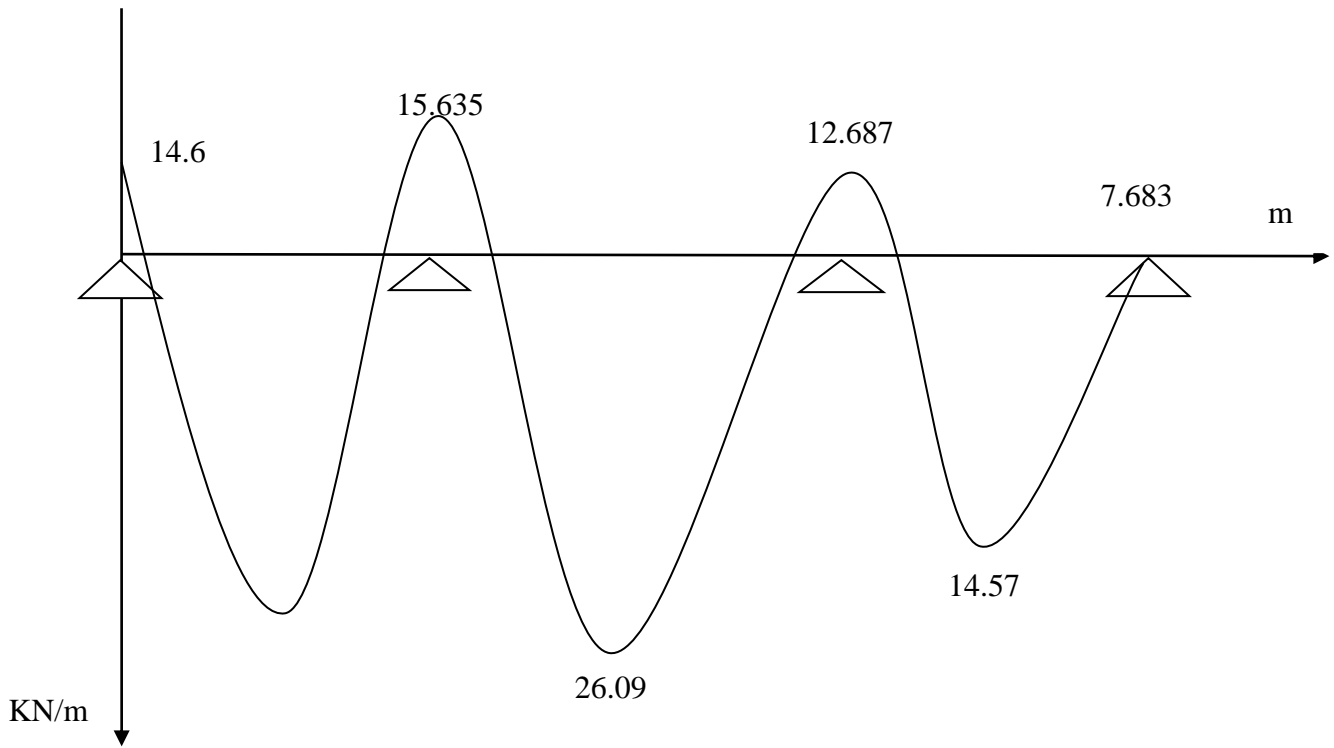
### c/ Calcul des efforts tranchant :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Au niveau d'un appui « i », } V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \\ \text{Au niveau d'un appui « i+1 », } V(x) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{les moments seront pris} \\ \text{en valeur absolue} \end{array}$$

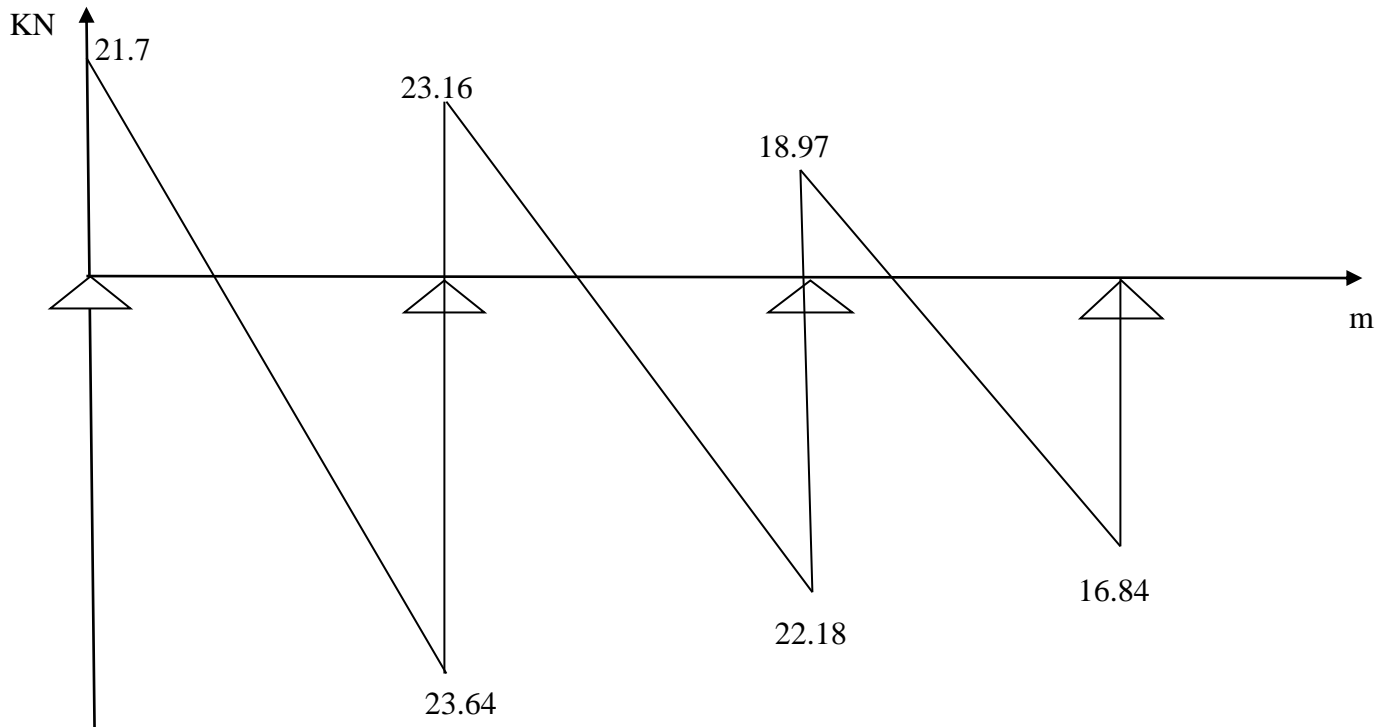
Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	Longueur	Q	M <sub>i</sub>	M <sub>i+1</sub>	V (x=0)	V(X=L)
Travée 1-2	5.95	7.62	-14.663	-15.635	21.70	- 23.64
Travée 2-3	5.95	7.62	-15.635	-12.687	23.16	- 22.18
Travée 3-4	4.70	7.62	-12.687	-7.683	18.97	- 16.84

**Tableau.: Calcul des efforts tranchants**



**Fig. 3.22 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction)**



**Fig. 3.23 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction)**

**N.B :**

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond

à la plus grande travée

$$M_{t \max} = 26.09 \text{ KN.m et } M_{a \max} = 15.635 \text{ KN.m}$$

**- Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

b = 65cm (largeur de la table de compression)

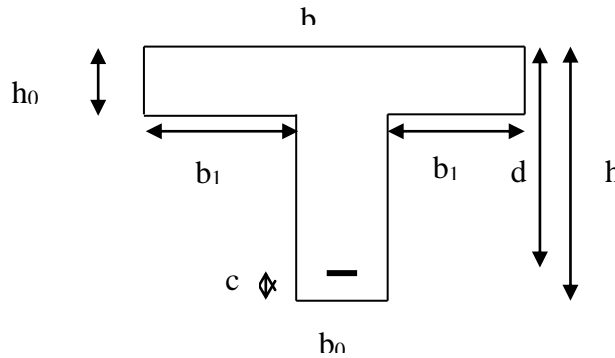
h = 25cm (hauteur total de plancher)

b<sub>0</sub> = 12cm (largeur de la nervure)

h<sub>0</sub> = 5cm (épaisseur de la table de compression)

c = 2cm (enrobage des armatures inférieures)

d = 23cm (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).



**Fig. III-11 : Section de calcul de la poutre après Coulage de la dalle de compression (Section en T)**

**- Caractéristiques des matériaux :**

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

M<sub>0</sub> : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_0 = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,2 \cdot 10^3 \cdot \left(0,23 - \frac{0,05}{2}\right) = 94.61 \text{ KN.m}$$

M<sub>f</sub> = 26.09 < M<sub>0</sub> = 94.61 → Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

**→ Calcul des armatures longitudinales :**

**• En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26.09}{0,65 \cdot (0,23)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,053 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,053 \rightarrow \beta = 0,9725 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

**- Les armatures nécessaires (traction) :**

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{26.09 \cdot 10^2}{0,9725 \cdot 0,23 \cdot 348 \cdot 10^5} = 3.35 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

**Aux appuis :**

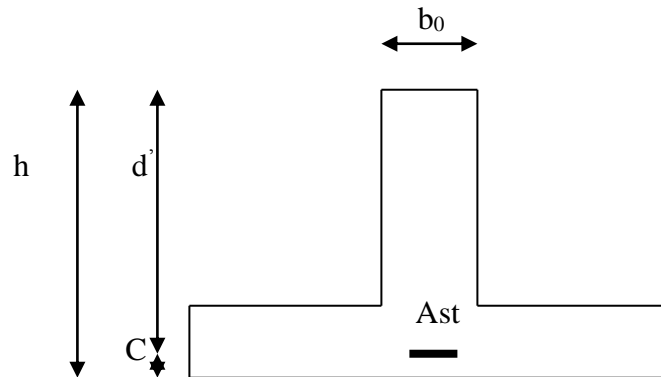
Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

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

$$c = 2 \text{ cm}$$

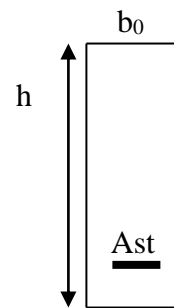
$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d' = 23 \text{ cm}$$



**Fig. III-**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$



**Fig. III:**

**- Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.635}{0,12 \cdot (0,23)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0.173$$

$$\mu = 0,173 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,173 \rightarrow \beta = 0,9045$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{15.635 \cdot 10^2}{0,9045 \cdot 0,23 \cdot 348 \cdot 10^5} = 2.16 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{st} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

### 3.4.4 Vérifications à L'E.L.U:

#### ➤ Vérification à la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**  $A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.33 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**En travée :**  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.33 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$  Condition vérifiée

La section d'armature choisie est supérieure à  $A_{\min}$ , donc la condition est vérifiée.

#### ➤ Vérification à l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme, de déterminer les armatures transversales, et l'arrêt des armatures longitudinales.

#### ➤ Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art.5.1.1)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 23.64 \text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{23.64 \times 10^3}{120 \times 230} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,86 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

#### ➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

##### - Au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{T_u \times (b - b_0)}{1.8 \times b \times d \times h_0} = \frac{23.64 \times 10^3 (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 230 \times 20} = 2.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.33 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

##### - Aux appuis :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 23.64 \times 10^3}{120 \times 207} = 1.90 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis**

**(B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1) :**

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

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1.5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{23.64 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 3.14 \times 2 \times 12} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.52 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres: (BAEL91.Art. A-6-1-2)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Forfaitairement :  $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm} \quad \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm.}$$

### Calcul les armatures transversales :

#### ➤ Le diamètre minimal des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.12)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{12; 0.714; 12\} = 7.14 \text{ mm}$$

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

$$A_t = 2 \phi_8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

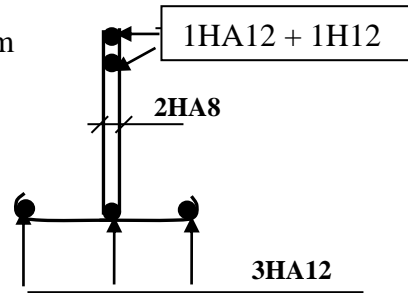


Fig : Plan de ferrailage de poutrelle

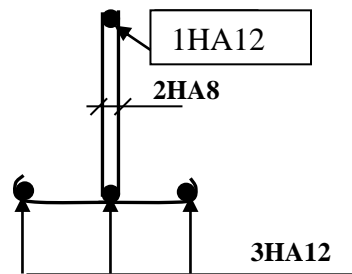


Fig : Plan de ferrailage de poutrelle

#### La section des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = 20.7\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 15\text{cm}$

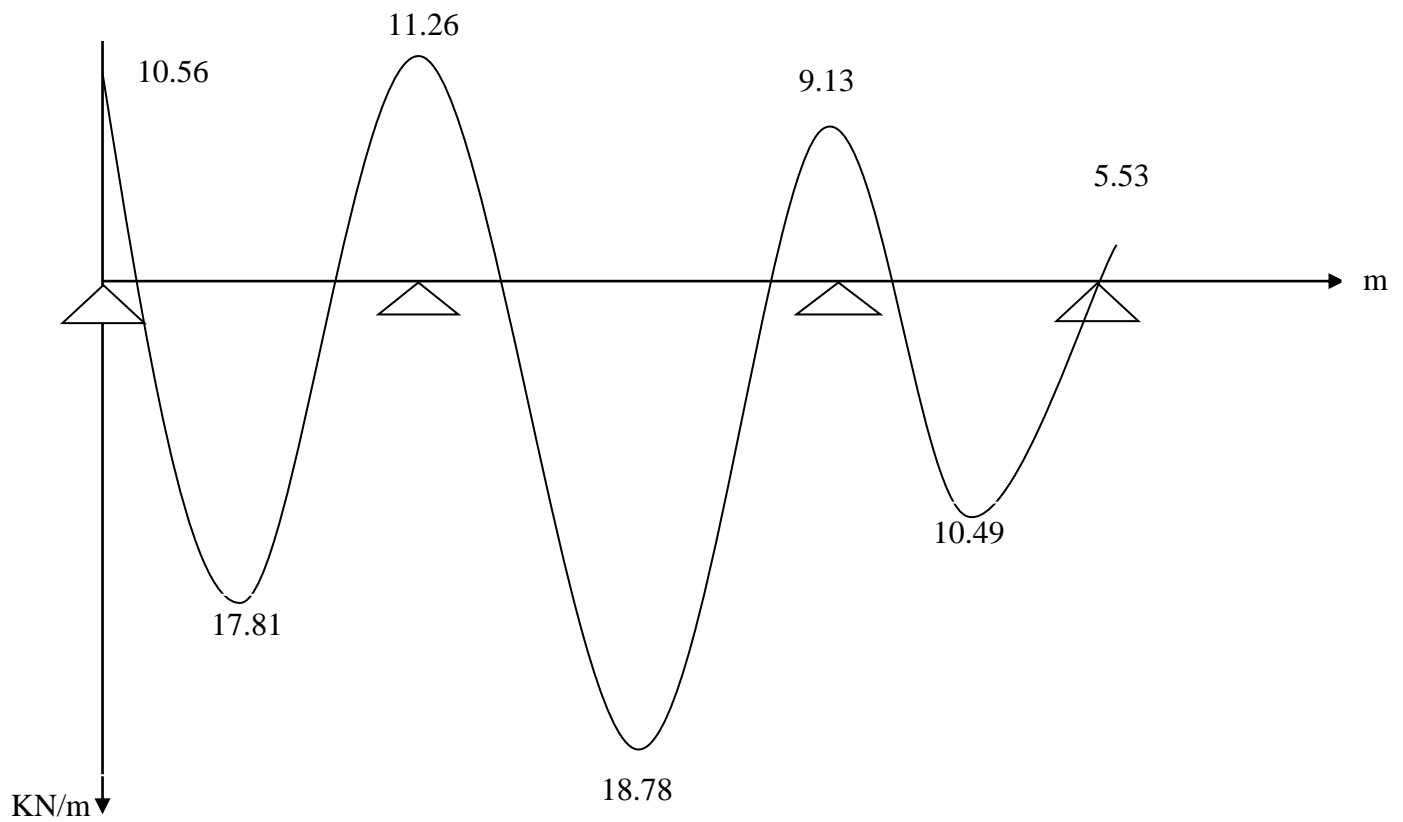
### 3.4.5) Vérification à l'ELS :

#### Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

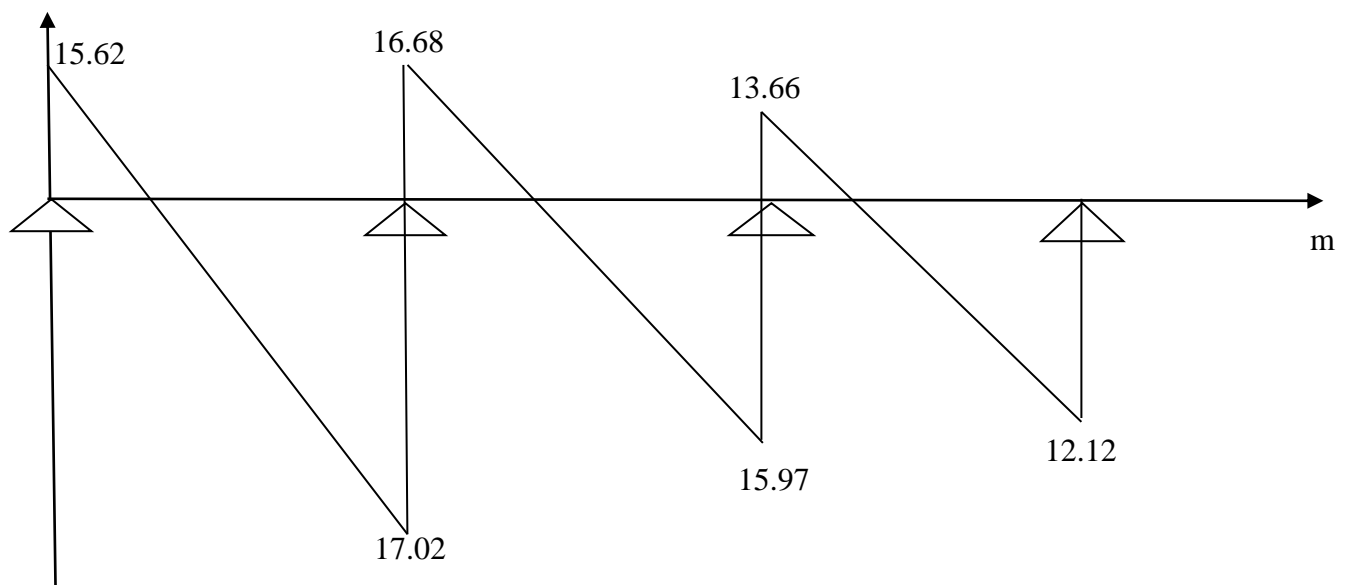
Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.46}{7.62} = 0.72$$

$$; q_u = 7.62 \text{ KN/ml} , q_s = 5.46 \text{ KN/ml}$$



**Fig. 3.22 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (après correction)**



**Fig. 3.23 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction)**

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

## a/-Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton :  $\overline{\sigma_{bc}} = \sigma_s \cdot k$

### • En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_s = 3 \phi_{12} = 3.39 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 23} = 1.228 \rightarrow \beta_1 = 0. \rightarrow \alpha_1 = 0.450$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.450}{15(1 - 0.450)} = 0.055$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{18.78 \times 10^6}{0.890 \times 230 \times 339} = 270.63 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.055 \times 270.63 = 14.88 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### • Aux appuis :

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \phi_{12} = 2.26 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12.23} = 0.819 \rightarrow \beta_1 = 0.871 \rightarrow \alpha_1 = 0.388$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.388}{15(1 - 0.388)} = 0.0423$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{11.26 \times 10^6}{0.871 \times 230 \times 226} = 248.70 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0423 \times 248.70 = 10.52 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

## b/ Etat limite d'ouverture des fissures : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions → Fissuration peu préjudiciable

$$\rightarrow \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{MPa}$$

### • En travée :

$$\sigma_{st} = 270.63 \text{MPa} < f_e = 400 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

#### 1) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

#### 2) Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

$M_t$  : moment maximum de flexion.

$b_0$  : largeur de nervure

**Etage de service :**

$$1- \frac{h}{L} = \frac{25}{570} = 0.043 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0.042 < \frac{18.78}{15 \times 10.56} = 0.118 \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.39}{23 \times 12} = 0.012 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \text{condition non vérifiée}$$

Les trois conditions ne sont pas toutes vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{5700}{500} = 11.4 \text{mm}$$

Avec :  $E_v$  : Module de la déformation diffère.

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

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n=15)

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

$Y_1$  : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 23} = 0.01088$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0)h_0/2 + (h - h_0)b_0[(h - h_0)/2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) \cdot b_0 + nA_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 5) \times 5/2 + (25 - 5) \times 12 \times [(25 - 5)/2 + 5] + 15 \times 3.39 \times 23}{(65 \times 5) + (25 - 5) \times 12 + 15 \times 3.39}$$

$$Y_1 = 9.06 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 15.94 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [9.06^3 + 15.94^3] + 5(65 - 12) \left[ \frac{5^2}{12} + \left( 9.06 - \frac{5}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39 \times (15.94 - 3)^2$$

$$I_0 = 39646.37 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.01088} = 1.5115$$

$$\nu = \max \left[ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01088 \times 270.63 + 2.1} \right] = 0.735$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times 39646.37}{1 + 0.735 \times 1.5115}$$

$$I_{fv} = 20659.40$$

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

$$f = \frac{5.46 \times 10^6 (5700)^2}{10 \times 10818.88 \times 10^4 \times 20659.40}$$

$$f = 7.94 \text{ mm} < \bar{f} = 11.4 \text{ mm} \rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

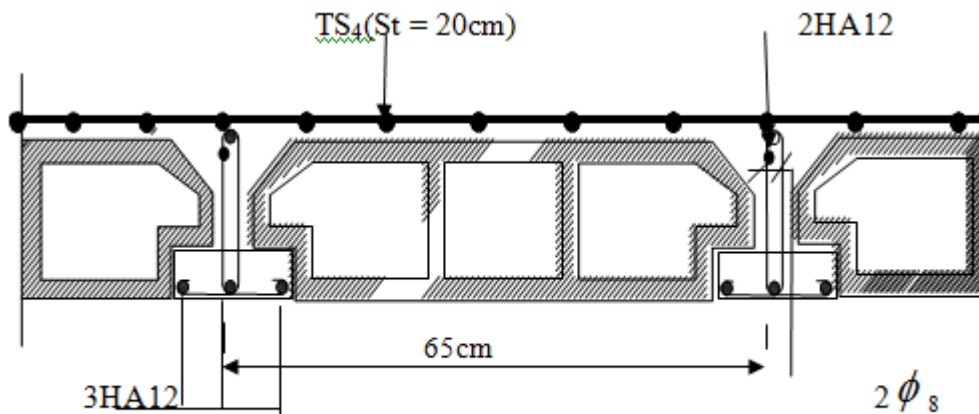


Fig. : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

### III.C les portes à faux :

#### I. Introduction :

Le porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

#### II. Dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{190}{10} = 19\text{cm}$$

On prend :  $h = 20\text{cm}$

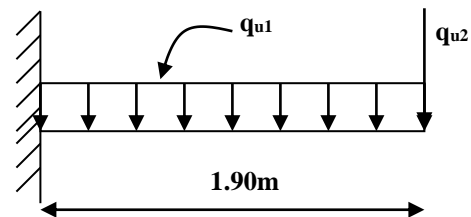


Figure : Schéma statique de la porte à faux

### III. Détermination des charges et surcharges :

#### III.1. Charges permanentes :

- La dalle

$$G = 7.36 \text{ KN/m}^2$$

- Mur extérieur

Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Briques creuses	0.10	9	0.90
Lame d'air	0.05	/	0.00
Briques creuses	0.15	8.67	1.3
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<b>G Total</b>			<b>2.76</b>

### III.2 Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2$$

#### Porte à faux

##### - Calcul à l'ELU :

La porte à faux est calculée en flexion simple.

- **Combinaison des charges :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

**Dalle :**  $q_{u1} = [(1.35 \times 7.76) + 1.5 (1.5)] \times 1 = 12.73 \text{ KN/ml}$

**Mur extérieur :**  $q_{u2} = (1.35 \times 2.76 \times 3.20) \times 1 = 11.92 \text{ KN}$

##### - Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

**Moment provoqué par la charge «  $q_{u1}$  »**

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12.73 \times 1.9^2}{2} = 22.98 \text{ KN.m}$$

**Moment provoqué par la charge «  $q_{u2}$  »**

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \cdot l = 11.92 \times 1.9 = 22.65 \text{ KN.m}$$

**Le moment total**

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 45.63 \text{ KN.m}$$

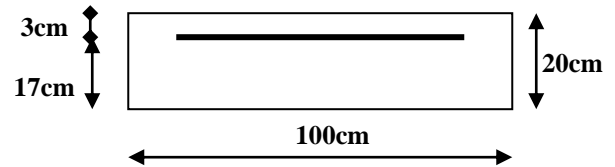


Figure III.26

#### V. Calcul des armatures à ELU :

$$M_u = 45.63 \text{ KN.m}; b = 100 \text{ cm} \quad ; d = 17 \text{ cm}$$

##### • Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{45.63 \times 10^5}{100 \times 17^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.111$$

$$\mu = 0.111 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.111 \Rightarrow \beta = 0.941$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{45.63 \times 10^5}{0.941 \times 17 \times 348 \times 10^2} = 8.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\phi 14 \rightarrow 9.23 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ Armatures de répartition : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\phi 10 \rightarrow 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

## IV. Vérification à l'ELU :

### IV.1. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

$$A_{\min} = \left( 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 17 \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{cm}^2$$

$$A_s = 9.23 \text{cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 9.23 \text{cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

### IV.2. Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

#### • Effort tranchant

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

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 12.73 \times 1.9 + 11.92 = 36.11 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{36.11 \times 10}{100 \times 17} = 0.212 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{MPa} \right) = \min (3.33 \text{MPa} ; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = 0.212 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

### IV.3. Vérification de l'adhérence : On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{36.11 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 263.76} = 0.895 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

### IV.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

#### • Armatures principales

$$A_s \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } V_u = 33.38 \text{KN}$$

$$\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{36.11 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 103.82 \text{mm}^2 = 1.0382 \text{cm}^2$$

$$A_s = 7.69 \text{cm}^2 > 1.0382 \text{cm}^2 \Rightarrow$$

### IV.5. vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ Condition vérifiée}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 100 \times 17 \frac{2500}{1.5} = 1133.33 \text{KN}$$

$$V_u = 36.11 \text{KN} < 1133.33 \text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### IV.6. Ancrage des barres :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad (\text{Art. A.6.1,23/BAEL91})$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{cm} \\ L_S = 40 \emptyset = 40 \times 1.4 = 56 \text{cm} \\ L_S = 56 \text{cm} \end{array} \right.$$

$$L_{cr} = 0.4 L_S = 0.4 \times 56 = 22.4 \text{cm} \quad \text{soit } L_{cr} = 20 \text{cm}$$

#### V. Vérification à l'ELS :

##### ➤ Combinaison des charges : $q_{s1} = G + Q$

$$\text{Dalle : } q_{s1} = 7.76 + 1.5 = 9.26 \text{KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{s2} = 2.76 \times 1 \times 3.20 = 8.83 \text{KN/ml}$$

##### ➤ Calcul du moment d'encastrement

Moment provoqué par la charge «  $q_{s1}$  »

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{9.26 \times 1.9^2}{2} = 16.71 \text{KN.m}$$

Moment provoqué par la charge «  $q_{s2}$  »

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \cdot l = 8.83 \times 1.9 = 16.78 \text{KN.m}$$

##### Le moment total

$$M_S = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 16.71 + 16.78 = 33.49 \text{KN.m}$$

#### V.1. Vérification des contraintes :

##### a) Acier

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{St}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{St}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 17} = 0.542 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.850; \quad K_1 = 30.45$$

$$\sigma_s = \frac{33.49 \times 10^5}{30.45 \times 17 \times 923} = 7.01 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \Rightarrow \quad \text{Donc la section d'acier est vérifiée.}$$

## b) Béton :

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{30.45} = 0.033$$

$$\sigma_b = 0.033 \times 7.01 = 0.231\text{MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## V.2. vérification de l'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

## V.3. Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{190} = 0.105 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{20}{170} = 0.118 > \frac{36.11}{10(36.11)} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.23}{17 \times 100} = 0.0054 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

h : la hauteur total du plancher.

L : la portée libre du balcon.

$M_t$  : moment fléchissant max de service en travée.

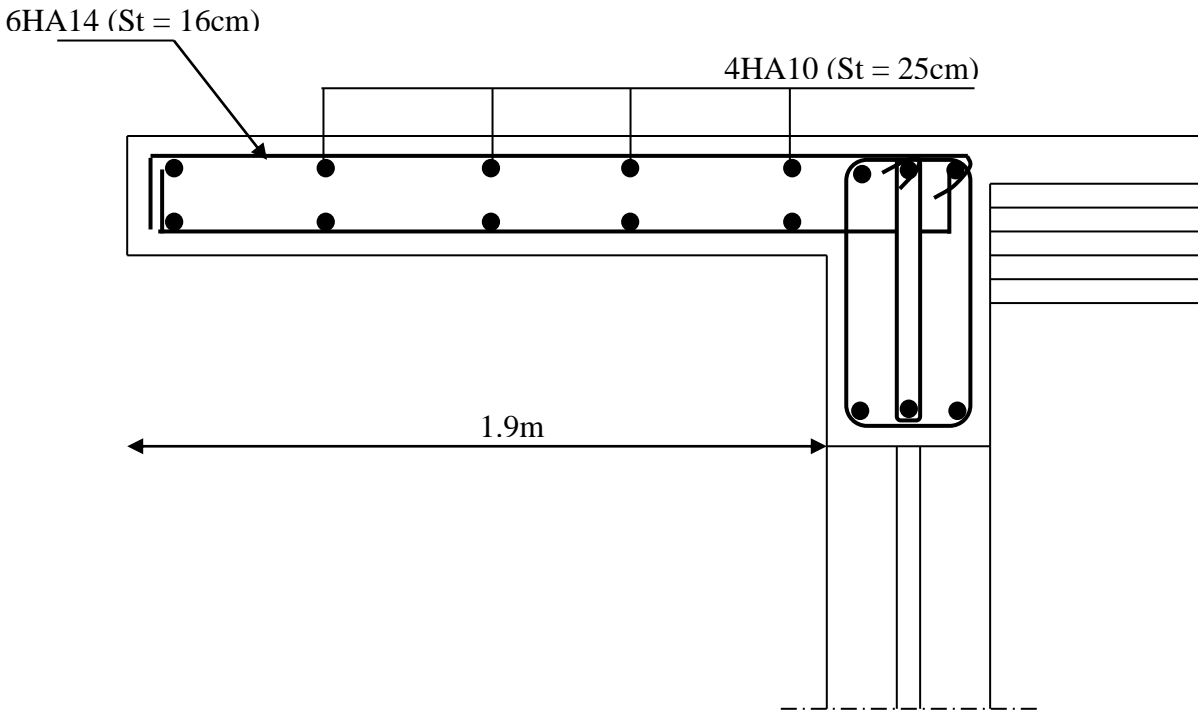
$M_0$  : moment isostatique de service.

b : la largeur de la section étudiée.

$f_e$  : limite élastique des armatures tendue

## Conclusion :

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



**Ferraillage de la porte à faux**

### III.E. SALLE MACHINE :

#### - INTRODUCTION :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant les différents niveaux .Il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long du guide vertical.

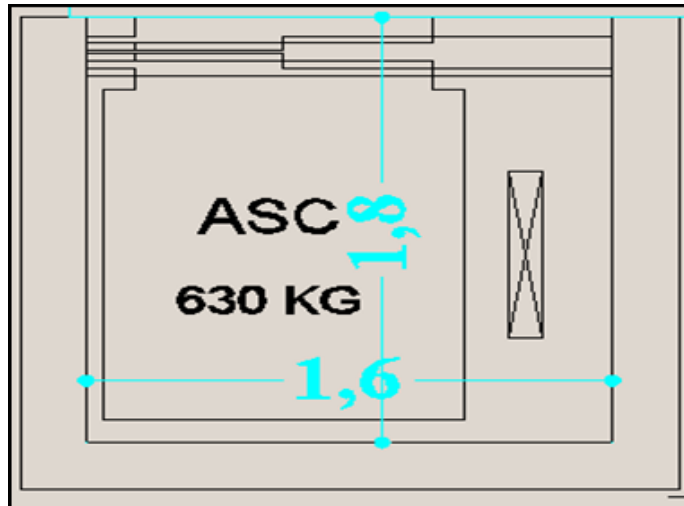
L'ascenseur est composé de 3 parties essentielles :

- Le treuil de levage et sa polie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur en Béton Armé de vitesse d'entraînement  $V=1$  m/s, dont la surface de la cabine est de  $1.5$  m<sup>2</sup> ( $1.25 \times 1.2$ ) appuyée sur ses 4 cotés, pouvant charger 8 personnes de  $6.3$  kN.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, réparti sur une surface de ( $0.8 \times 0.8$ ) m<sup>2</sup> transmise par le système de l'ascenseur.

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments.



Vue en plan de l'ascenseur

**III.E.1. Calcul de la dalle pleine :**

$L_x = 160 \text{ cm}$

$L_y = 180 \text{ cm}$

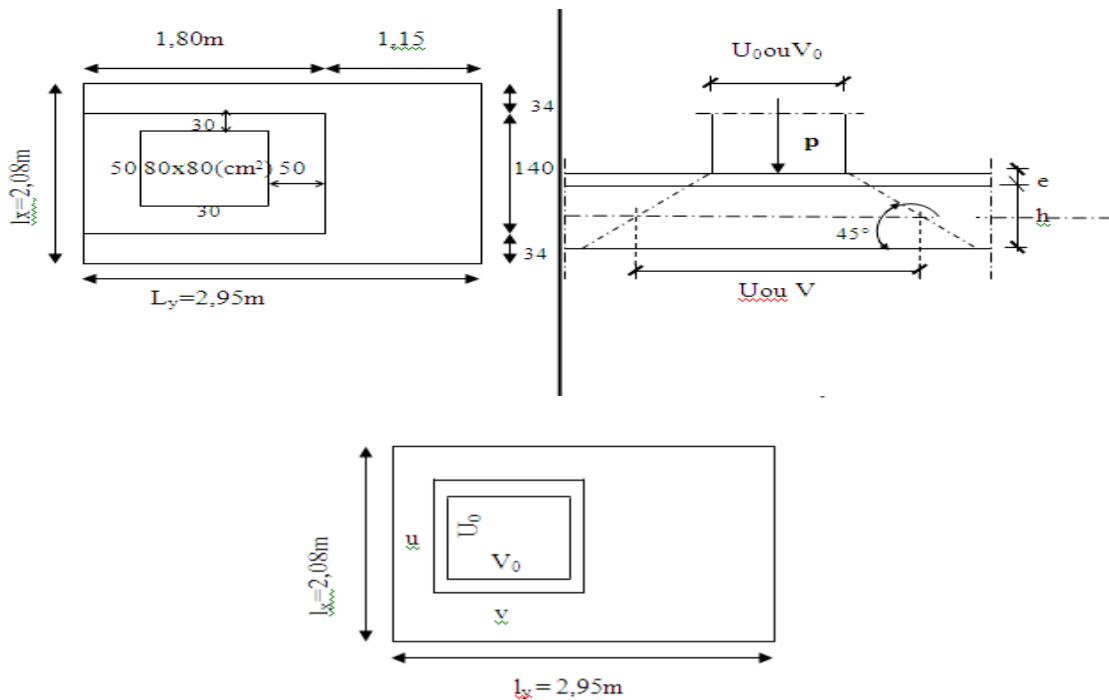
$S = 1.5 \text{ m}^2$

**a- Epaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $ht \geq lx / 30$

$ht \geq 160 / 30 = 5.33 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$

Le RPA 2003 exige une hauteur  $ht \geq 12\text{cm}$  ; on adopte une hauteur :  $ht=15\text{cm}$ .



L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisé.

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2\xi e_0 + ht \\ V = V_0 + 2\xi e_0 + ht \end{cases}$$

Avec:  $\xi = 1$  car le revêtement est en béton.

$e_0 = 5\text{cm}$  étant l'épaisseur du revêtement.

$ht = 15\text{cm}$  épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 80\text{ cm}$  : Cotés du rectangle sur lequel agit la charge **P**.

$$\Rightarrow \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ cm} \end{cases}$$

Pour le calcul de la dalle, premièrement on suppose que le panneau est simplement appuyé sur son contour; dans une seconde phase, on tient compte de la continuité et des encastremets sur les appuis de rive.

Les côtés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$  tel que :

$$\rho = l_x / l_y = 160 / 180 = 0.89$$

$0.4 \leq \rho = 0.89 \leq 1$  : Le panneau travail dans les 2 sens.

#### **b- Calcul des moments au centre du panneau :**

$$\text{Ils sont donnés par la formule : } \begin{cases} M_{x1} = q_u (M1 + \nu M2) \\ M_{y1} = q_u (\nu M1 + M2) \end{cases}$$

**$M_{x1}$  et  $M_{y1}$**  : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens  $XX$  et  $YY$ , dues à la charge concentrée.

**$M1$  et  $M2$**  : Coefficients déterminés à partir des rapports  $(U/l_x)$ ,  $(V/l_y)$  et  $(l_x/l_y)$  dans les abaques de PIGEAUD.

**$\nu$** : coefficient de poisson.

à l'ELU,  **$\nu = 0$**

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{160} = 0.66$$

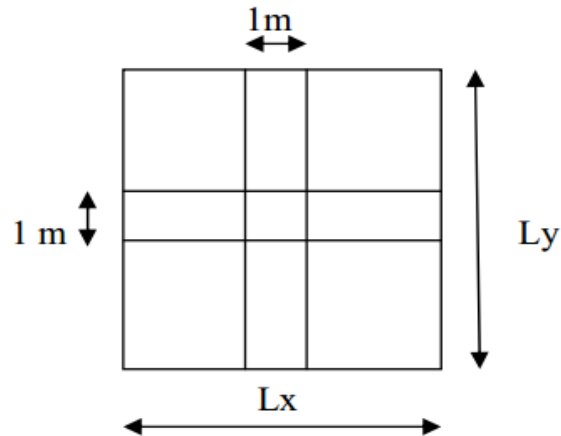
$$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{180} = 0.58$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{180} = 0.89$$

**Après interpolation :  $M_1 = 0.092$ ,  $M_2 = 0.070$**

$$\begin{cases} M_{x1} = 1.35 P \times M1 = 1.35 \times 80 \times 0.092 = 9.936\text{ kN.m} \\ M_{y1} = 1.35 P \times M2 = 1.35 \times 80 \times 0.070 = 7.550\text{ kN.m} \end{cases}$$

↪ **Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :**



Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times qu \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

On a :  $\rho = 0.89 \rightarrow$  La dalle travaille dans les 2 sens.

$$\rightarrow \mu_x = 0.0468 \qquad \mu_y = 0.759$$

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  $1 \text{ kN/ml}$ .

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ kN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0468 \times 6.56 \times 1.20^2 = 0.442 \text{ kN. m} \\ M_{y2} = 0.759 \times 0.379 = 0.288 \text{ kN. m} \end{cases}$$

↪ **Superposition des moments:**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.936 + 0.442 = 10.378 \text{ kN. m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.550 + 0.288 = 7.838 \text{ kN. m} \end{cases}$$

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.

✓ **Sens  $l_x$  :**

$$\text{En travées : } M^x_t = 0.85 \times 10.378 = 8.82 \text{ kN.m}$$

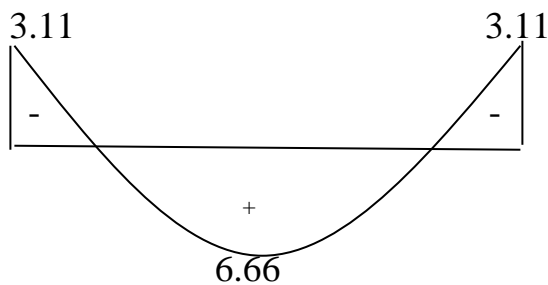
Aux appuis :  $M_a^x = -0.3 \times 10.378 = -3.11 \text{ kN.m}$

✓ *Sens ly :*

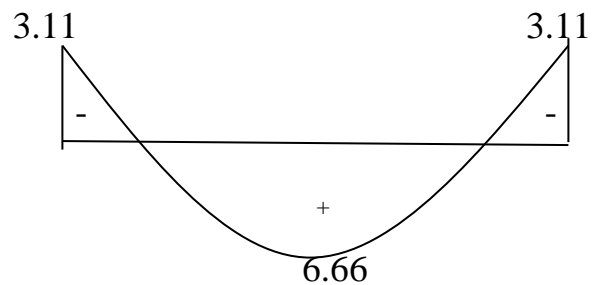
En travées :  $M_t^y = 0.85 \times 7.838 = 6.66 \text{ kN.m}$

Aux appuis :  $M_a^y = -0.3 \times 10.378 = -3.11 \text{ kN.m}$

Sens X-X



Sens Y-Y



Les moments dans les deux sens à l'ELU

➤ **Ferraillage a l'ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

**Dans le sens de la petite portée : x-x**

**En travée :**

$b = 100 \text{ cm}$

$d_x = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_t x}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{8.82 x 10^3}{100 x 13^2 x 14.2} = 0.038 < 0.392 \rightarrow S. S. A$$

$$\mu_b = 0.038 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_t = \frac{M_t x}{\beta x d x \delta_{st}} = \frac{8.82 x 10^3}{0.981 x 13 x 348} = 1.99 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : 4 HA 10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement de St = 25cm.

**Aux appuis :**

$$A_t = \frac{M_t a}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{3.11 x 10^3}{100 x 13^2 x 14.2} = 0.012 < 0.392 \rightarrow S. S. A$$

$$\mu_b = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_t a}{\beta x d x \delta_{st}} = \frac{3.11 x 10^3}{0.994 x 13 x 348} = 0.69 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : **4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**

**Dans le sens de y-y :**

**En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t y}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.66 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.028 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_t y}{\beta \times d \times \delta_{st}} = \frac{6.66 \times 10^3}{0.981 \times 13 \times 348} = 1.49 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : 4 HA 10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement de St = 25cm.

**Aux appuis :**

$$A_t = \frac{M_a y}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.11 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_a y}{\beta \times d \times \delta_{st}} = \frac{3.11 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.69 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : **4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**

**Vérification à L'ELU :**

**Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 BAEL91)**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{180} = 0.89$$

**$\rho_0 = 0.0008$  pour HA**

$$\rightarrow A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left( \frac{3-0.89}{2} \right) = 1.27 \text{ cm}^2$$

Aux appuis  $A_t = 2.01 > A_{min} = 1.27 \text{ cm}^2$

En travée  $A_a = 3.14 > A_{min} = 1.27 \text{ cm}^2$

→ Condition Vérifiée dans les 2 sens.

**Diamètre maximal des barres :**

$$\varphi_{max} \leq \frac{ht}{10}$$

$$\varphi_{max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{ht}{10} = \frac{15}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

### Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 / BAEL) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) = \min(30, 25\text{cm}) = 25\text{ cm}$ .
- Direction perpendiculaire :  $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(45, 33\text{cm}) = 33\text{ cm}$ .

**Aux appuis :**  $S_t = 25\text{ cm} \leq 25\text{ cm} \rightarrow$  Condition Vérifiée

**En travées :**  $S_t = 25\text{cm} \leq 25\text{ cm} \rightarrow$  Condition Vérifiée

### Vérification de non poinçonnement : (BAL 99/Art-A-5-2-2)

$$P_u \leq P_c = 0.045 \times \mu_c \times ht \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec  $\mu_c$  : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge P.

$$\mu_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (1.05+1.05) = 4.2\text{ m}$$

$$P = 121.5\text{ kN} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5\text{ kN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

*La condition est vérifiée, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.*

### Contraintes tangentielles :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\text{Au milieu de U} \Rightarrow T_u = \frac{P}{2l_y + l_x} \quad \text{avec : } P = 1.35 \times G = 121.5\text{ kN}$$

$$T_u = \frac{121.5}{2 \times 1.80 + 1.60} = 23.36\text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de V} \Rightarrow T_u = \frac{P}{3l_y} = \frac{121.5}{3 \times 1.80} = 22.50\text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{23.36 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.18\text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167\text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.18 < \bar{\tau} = 1.167\text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

### Calcul à l'ELS : v = 0.2 :

Moments engendrés par le système de levage :

$$\mu_x = 0.0539$$

$$\mu_y = 0.832$$

$$P_s = 63\text{ kN}$$

$$\begin{cases} M_{x1}^s = P_s (M1 + vM2) = 63 \times (0.04708 + 0.2 \times 0.0416) = 4.99\text{ kN. m} \\ M_{y1}^s = P_s (M2 + vM1) = 63 \times (0.0416 + 0.2 \times 0.04708) = 4.59\text{ kN. m} \end{cases}$$

### Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur ; les moments sont donnés par les

formules :

$$Q_s = (G+Q) \times 1m = (25 \times 0.15 + 1) \times 1 = 4.75 \text{ kN/ml.}$$

Dans le sens Lx :

$$M_{x2}^s = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2 = 0.0539 \times 4.75 \times (1.2)^2 = 0.37 \text{ kN. m}$$

Dans le sens Ly :

$$M_{y2}^s = \mu_y \times M_{x2}^s = 0.832 \times 0.32 = 0.31 \text{ kN. m}$$

Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 4.99 + 0.37 = 5.36 \text{ kN. m} \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 4.59 + 0.31 = 4.9 \text{ kN. m} \end{cases}$$

#### Remarque:

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient **0.85** en travée et **-0.3** aux appuis.

↳ **En travées :**

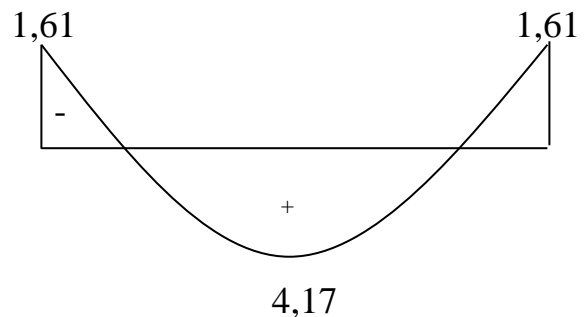
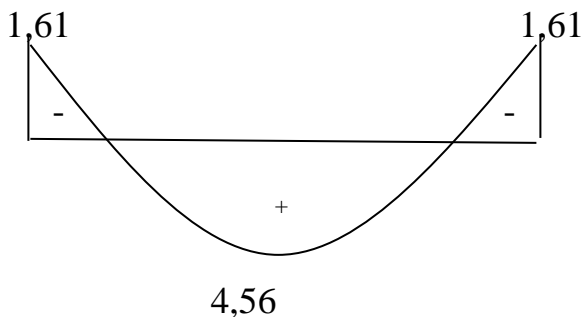
$$M_x^t = 0.85 M_x^s = 0.85 \times 5.36 = 4.56 \text{ kN. m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y^s = 0.85 \times 4.9 = 4.17 \text{ kN. m}$$

↳ **sur appuis :**

$$M_a^x = -0.3 M_x^s = -0.3 \times 5.36 = -1.61 \text{ kN. m}$$

$$M_a^y = -0.3 M_y^s = -0.3 \times 4.17 = -1.25 \text{ kN.m}$$



Les moments dans les deux sens à l'ELS

## V. Vérification à L'ELS :

### V.1. Contrainte de compression dans le béton :

#### V.1.1. Sens x-x :(sens le plus défavorable) :

- **Aux appuis :**  $M_a = 1,61 \text{ KN.m}$  .

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad \Rightarrow \quad k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{1,61 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 65,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 65,83 = 1,05 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**  $M_t = 4,56 \text{ KN.m}$ .

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{4,56 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 121,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 121,29 = 2,43 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

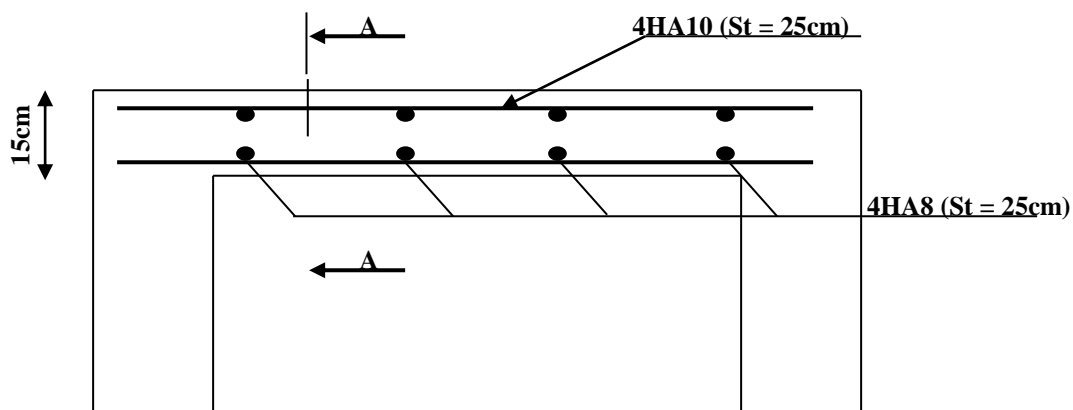
**Remarque :**

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

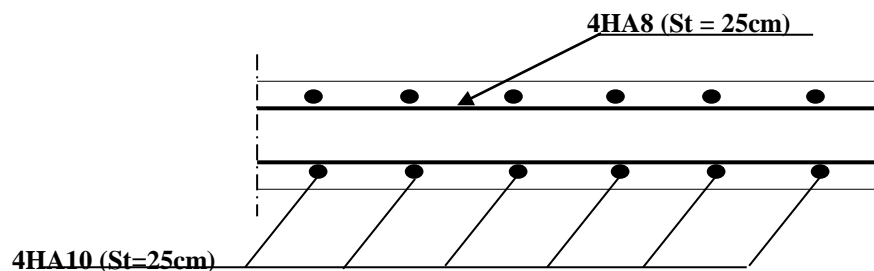
**V.2. Etat limite de fissuration :**

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

**Ferraillage : on a le même ferraillage dans les deux sens :**



**Plan de ferraillage de la dalle de la salle machine**



**Coupe A-A**

### III-5) Calcul des escaliers :

Notre structure est munie de deux cages d'escaliers à deux volées desservant la totalité des niveaux.

Les escaliers sont assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

#### **Remarque :**

Nous avons deux volées différentes :

- Une volée du S-sol, R.D.C, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> d'une hauteur  $H = 3,20\text{m}$
- Une volée du 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> d'une hauteur  $H = 3,04\text{m}$

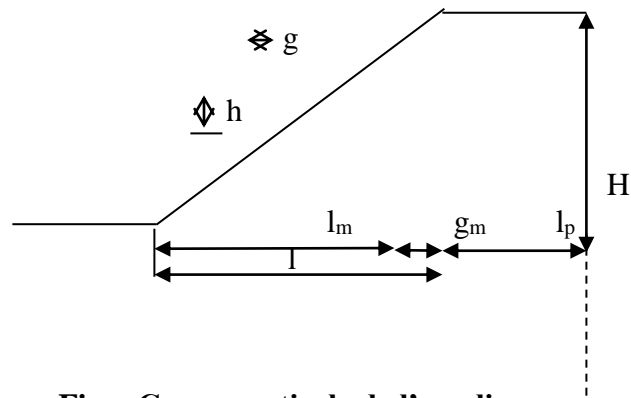


Fig. : Coupe verticale de l'escalier

### III-5-1-Terminologie :

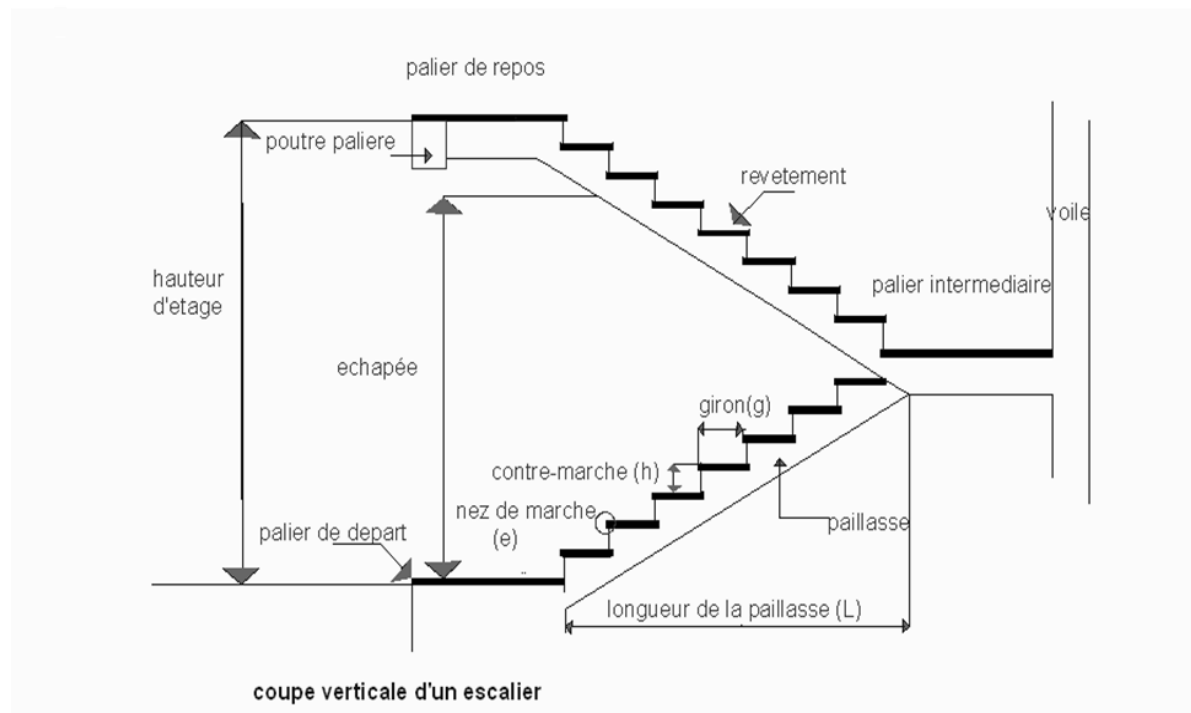


Fig. : Coupe verticale d'un escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche**:est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes  $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$ , jusqu'à  $22.5\text{ cm}$  pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante ,de  $28\text{cm}$  au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$  à  $64$ .
- **Une volée** : est l'ensemble des marches ( $25$  au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

### III-5-1) Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule suivante : Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser à peu près cette condition.

$$g_m + 2h = 64\text{cm.}$$

Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

g : Longueur de la marche

Le nombre n de marches à prévoir est alors racine de l'équation :

$$n^2 - n\left(1 + \frac{2H + l_m}{0,64}\right) + 3,125H = 0$$

Cette équation nous donne  $n=10,29$  ;on prendra  $n=10$  marches.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,60}{10} = 0,16\text{m} \text{ et } g = \frac{l_m}{n-1} = \frac{2,70}{10-1} = 0,3\text{m}$$

On va choisir :

$$g = 30\text{ cm}$$

$$h = 16\text{ cm}$$

#### III-5-1-1 ) Nombre de contre marches total :

- S-sol, R.D.C, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> d'une hauteur  $H = 3,20\text{m}$  :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{320}{16} = 20 \text{ contre marches.}$$

- 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> d'une hauteur  $H = 3,04\text{m}$  :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{304}{16} = 19 \text{ contre marches.}$$

### III-5-1-2) Nombre de marches :

- S-sol, R.D.C, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> d'une hauteur H = 3,20m :

$$m = n - 1 = 20 - 1 = 19 \text{ marches.}$$

- 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> d'une hauteur H = 3,04m:

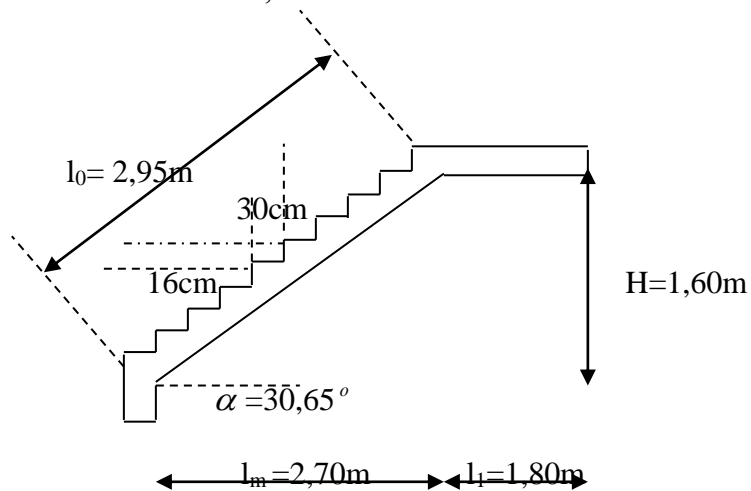
$$m = n - 1 = 19 - 1 = 18 \text{ marches.}$$

### III-5-1-3 ) Emmarchement :

$$E = 1,3 \text{ m.}$$

### .III-5-2) Etude de la volée :

de S-sol, R.D.C, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> d'une hauteur H = 3,20m :



Coupe verticale de la volée de RDC.

### III-5-2-1) Nombre de contre marches :

$$n = \frac{160}{16} = 10 \text{ contre marches.}$$

### III-5-2-2) Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ marches.}$$

### III-5-2-3) Calcul de la longueur de la volée :

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{2,70}{\cos 30,65^\circ} = 3,15 \text{ m}$$

$$L = l_m + l_1 = 2,70 + 1,80 = 4,50 \text{ m}$$

### III-5-2-4) Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{450}{30} \leq e_p \leq \frac{450}{20}$$

$$15 \text{ cm} \leq e_p \leq 22,50 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur  $e_p = 18 \text{ cm}$ .

### III-5-2-5) Epaisseur moyenne de la volée :

$$e_p = e_p + \frac{h \cdot \cos \alpha}{2} = 18 + \frac{16 \times \cos 30,65^\circ}{2} = 24,88 \text{ cm.}$$

### III-5-2-6) Détermination des charges de calcul :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée .En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple. On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

#### A- Charges et surcharges :

##### 1- Le palier:

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la dalle	25 x 0.18 x 1.00	4.50
Mortier	20 x 0.03 x 1.00	0.60
Marbre	20 x 0.02 x 1.00	0.40
Enduit de plâtre	10 x 0.02 x 1.00	0.20
		<b>G<sub>palier</sub> = 5.70</b>
		<b>Q<sub>palier</sub> = 2.50</b>

Le DTR de charges et surcharges nous donne : **Q = 2,5KN/ml**

#### Tableau Charges et surcharges revenant au palier

##### 2- La paillasse :

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la paillasse	$25 \times e_p / \cos \alpha =$ $25 \times 0.18 / \cos 30.65^\circ$	5.23
Poids propre des marches	$25 \times e_p / 2 = 25 \times 0.18 / 2$	2.25
Marbre	20 x 0.02 x 1.00	0.4
Mortier de pose	20 x 0.03 x 1.00	0.6
Enduit de ciment	10 x 0.02 x 1.00	0.2
Poids propre du garde corps	/	0.2
		<b>G<sub>paillasse</sub> = 8.88</b>
		<b>Q<sub>paillasse</sub> = 2.50</b>

#### Tableau Charges et surcharges revenant à la paillasse

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR c2-2) pour une construction à usage de service ou d'habitation, **Q = 2.5K/m.**

## B- Combinaisons de charges :

	ELU : $q_u = (1.35G+1.5 q) \times 1m$ [KN/ml]	ELS : $q_s = (G+ q) \times 1m$ [KN/ml]
Palier	$q_u^{palier} = (1.35 \times 5.70 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 11.44$	$q_s^{palier} = (5.70 + 2.5) \times 1m = 8.20$
Palliasse	$q_u^{palliasse} = (1.35 \times 8.88 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 15.74$	$q_s^{palliasse} = (8.88 + 2.5) \times 1m = 11.38$

Tableau Combinaisons de charges

### III-5-2-7- Ferrailage et calcul des efforts à l'ELU :

#### A- Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B = 15.74 \times 2.70 + 11.44 \times 1.80 + 11.44 \times 1.93 = 85.17 \text{KN}$$

$$\sum M / A = 0 \rightarrow \frac{11.44 \times 1.80^2}{2} + 15.74 \times 2.70 \left[ \frac{2.70}{2} + 1.80 \right] + 11.44 \times 1.93 \left( \frac{1.93}{2} + 4.5 \right) = 6.43 R_B$$

**Donc:**  $R_A = 42.75 \text{ KN}$   
 $R_B = 42.42 \text{ KN}.$

#### Calcul de 1<sup>ere</sup> partie

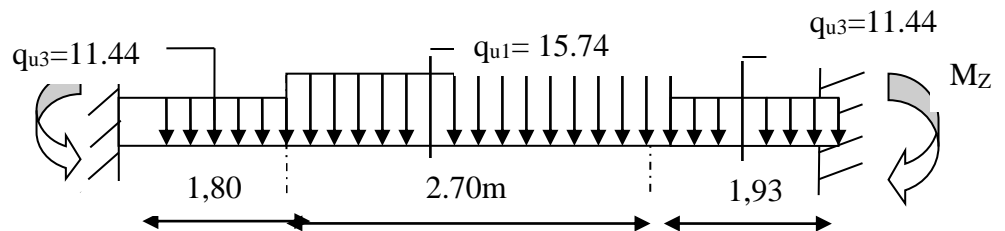


Schéma statique

#### B- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1<sup>ier</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.80.$

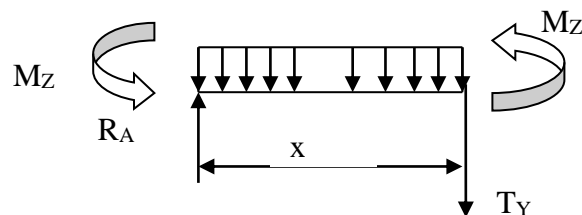
$$T(x) = R_A - q_{u3} \cdot x$$

$$\begin{cases} T(x) = 42.75 - 11.44 x \\ T(x=0) \Rightarrow T_y = 42.75 \text{KN} \end{cases}$$

$$T(x=1.80) = 42.75 - 11.44 \times 1.80 = 42.75 - 20.59 = 22.16 \text{KN}.$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u3} x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u3} x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u3}} = \frac{42.75}{11.44} = 3.73 \text{ m}$$

$$x = 3.73 \text{ m}, \quad 3.73 \notin [0; 1.80].$$

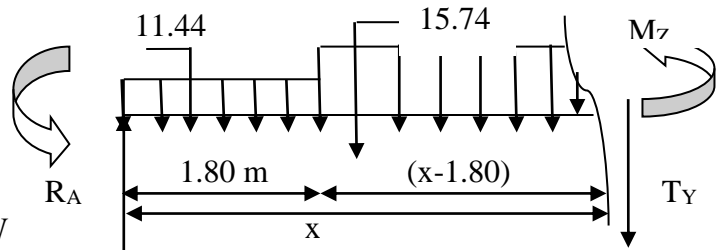


$$M(x) = R_A x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 42.75x - \frac{11.44}{2} x^2$$

$$M(x) = 42.75x - 5.72x^2 + 48.35.$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.80 \text{ m}, & M(x=1.80) = 10.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon** :  $1.80 \leq x \leq 4.50$



$$T(x) = R_A - q_{u3}(1.80) - q_{u1}(x-1.80)$$

$$\begin{cases} T(x=1.80) = 42.75 - 11.44 \times 1.80 = 22.16 \text{ KN} \\ T(x=4.50) = 42.75 - 11.44 \times 1.80 - 15.74(4.50 - 1.80) = -20.34 \text{ KN}. \end{cases}$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u3} \times 1.80 - (x-1.80) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u3} \times 1.80 + 1.80 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 3.21 \text{ m}$$

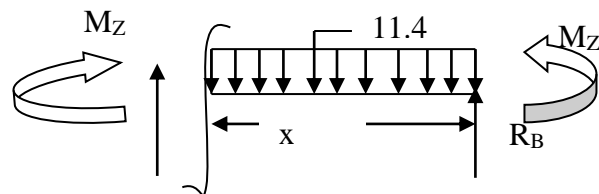
$$x = 3.21 \text{ m} ; \quad x \in [1.80, 4.50].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u3} \times 1.80 \times (x - 0.9) - q_{u1} \left( \frac{(x - 1.80)^2}{2} \right) - 48.35$$

$$M(x) = 42.75x - 11.44 \times 1.80(x - 0.9) - 15.74 \left( \frac{(x - 1.80)^2}{2} \right) - 48.35$$

$$\begin{cases} M(x=1.80) = 42.75(1.80) - 11.44 \times 1.80(1.80 - 0.9) - 48.35 = 10.07 \text{ KN.m} \\ M(x=4.50) = 42.75(4.50) - 11.44 \times 1.80(4.50 - 0.9) - 15.74 \left( \frac{(4.50 - 1.80)^2}{2} \right) - 48.35 \\ M(x=4.50) = 12.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**3<sup>ème</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.93$ .



$$T(x) = -R_B + q_{u3}x.$$

$$T(x) = -42.42 + 11.44x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = -42.42 \text{ KN} \\ T(x=1.93) = -42.42 + 11.44 \times 1.93 = -42.42 + 22.08 = -20.34 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 42.42x - \frac{11.44}{2} x^2 - 48.04$$

$$M(x) = 42.42x - 5.72x^2 - 48.04$$

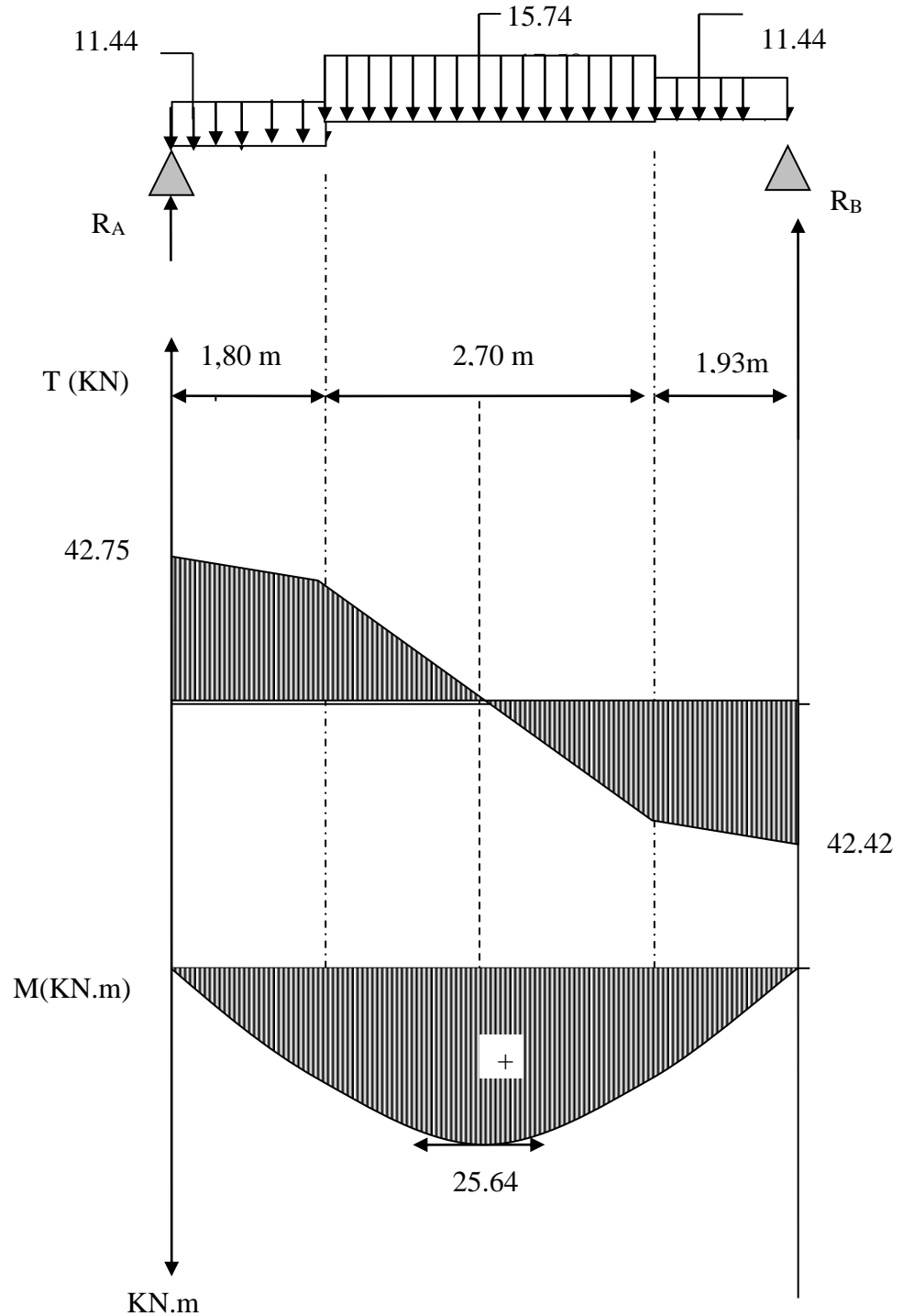
$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = -48.04 \text{ KN.m} \\ x=1.93 \text{ m}, & M(x=1.93) = 12.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Calcul du moment max :

On a : pour  $x = 3.20 \text{ m}$  :  $T_y = 0 \text{ KN}$ .

$$M^{\max}(x=3.20) = 42.75(3.20) - 11.44 \times 1.80(3.20 - 0.9) - 15.74 \left( \frac{(3.20 - 1.80)^2}{2} \right) - 48.04$$

$$M^{\max}(3.20) = 25.64 \text{ KN.m}$$



**DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES**

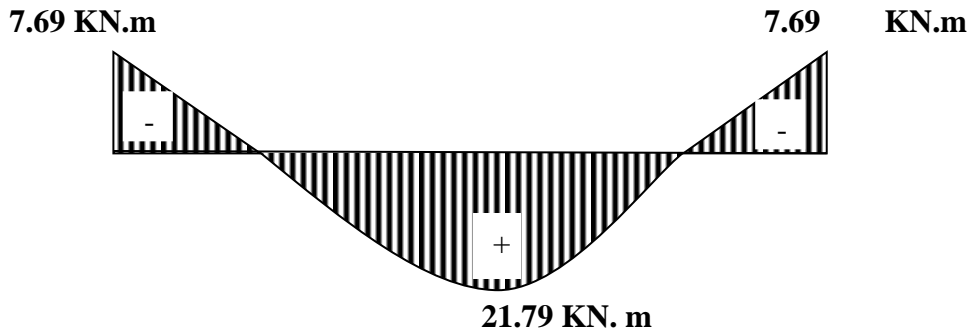
### Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment

$M_{u\max}$  au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis :  $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (25.64) = -7.69 \text{ KN.m}$

En travées :  $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (25.64) = 21.79 \text{ KN.m}$



*Diagramme des moments fléchissant(ELU)  
En tenant compte de l'encastrement partiel.*

### II -2-3- Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 16 \text{ cm}$

✓ Aux appuis :

$M_u = -22.15 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.69 \times 10^3}{100 \times (14)^2 \times 14.2} = 0.0276$$

$\mu_b = 0.028 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.986$

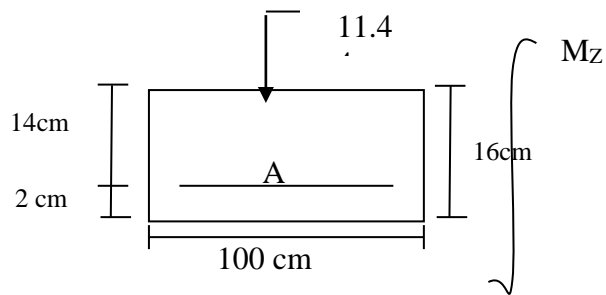
$$A_{a1} = \frac{M_u}{bd \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.69 \times 10^3}{0.986 \times 14 \times 348} = 1.60 \text{ cm}^2$$

$A_{ca1} = 1.60 \text{ cm}^2$  on opte pour **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

○ Armatures de répartition :

$$A_{r1} = \frac{A_{a1}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **S<sub>t</sub> = 25 cm**.



**Fig.**

✓ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.79 \times 10^3}{100 \times (14)^2 \times 14.2} = 0.078 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0.078 \longrightarrow \text{tableau} \quad \beta = 0.959$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{21.79 \cdot 10^3}{0.959 \times 14 \times 348} = 4.66 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 6\text{HA } 12 = 6.78 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

○ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5\text{AH}10 = 3.92 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

### III-5-3-5-Vérification à l'ELU :

**A-Espacement des armatures :**

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

**Armatures principales**  $\longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

**Armatures de répartition**  $\longrightarrow S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

**B- Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 14 \times 2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

❖ Auxappuis :  $A_{\text{ad}} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.69 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

❖ En travée :  $A_{\text{ad}} = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2 > 1.69 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

### C- Vérification au cisaillement (Art A.5.1,1/ BAE91) :

On doit vérifier que :

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

#### ❖ Calcul de $\bar{\tau}_u$ :

Pour les fissurations non préjudiciables :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$

#### ❖ Calcul de $\tau_u^{\max}$ :

$V_{\max} = 42.75 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{42.75 \times 10^3}{1000 \times 140} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.305 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... Les armatures transversales ne sont pas nécessaires  $\Rightarrow$  *Condition vérifiée*

### D- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

(Art. A.6.1,3 / BAEL91):

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

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

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

#### Calcul de

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = n \times \pi \Phi = 10 \times 3.14 \times 1.4 = 43.96 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{42.75 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 439.6} \quad \text{Donc : } \tau_{se} = 1.19 \text{ Mpa.} \quad \tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres, *condition vérifiée.*

### E- 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 demandé à la barre puisse être mobilisé.

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

#### Calcul de $\tau_{su}$ :

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

$$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \varphi \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \varphi = 1.2 \text{ cm} \quad \Rightarrow L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \varphi = 1.4 \text{ cm} \quad \Rightarrow L_s = 35.27 \times 1.4 = 49.39 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$$

$$L_t = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 49.39 = 19.75 \text{ cm}$$

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

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 42.75 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 140} = \mathbf{0.68 \text{ Mpa.}}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = \mathbf{13.33 \text{ Mpa.}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

### G-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

#### ❖ Influence sur le béton :

$$T_{u \max} = 42.75 \text{ KN} < V_u$$

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0.9d = 0.9 \times 14 = 12.6 \text{ cm}$$

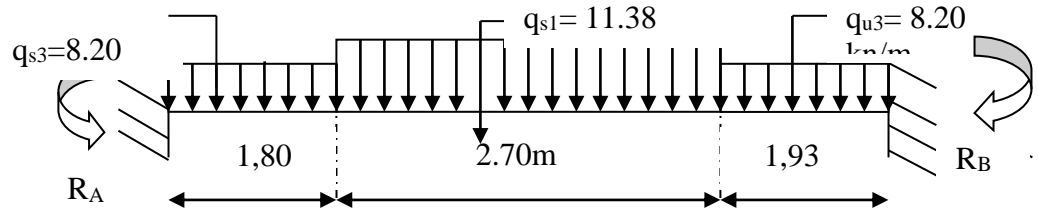
$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.14 \times 1}{1.5} = 840 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Influence sur les aciers :

$$A = 2.51 \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e}\right) \left(T_{u \max} + \frac{M_a}{0.9d}\right) = \frac{1.15}{400} \left(42.75 + \frac{(-22.15) \times 10^2}{0.9 \times 14}\right) = 0.628 \text{ cm}^2 \implies \text{CV}$$

II -4- CALCUL A L'ELS :

II -4-1- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS:



II -4-2- Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \implies 1.80q_{s3} + 2.70q_{s1} + 1.93q_{s3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.80 \times 8.20 + 2.70 \times 11.38 + 1.93 \times 8.20 = 61.31 \text{ KN/ml}$$

$$R_A + R_B = 61.31 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times L = q_{s3} \times 1.80 \times \frac{1.80}{2} + q_{s1} \times 2.70 \times \left(1.80 + \frac{2.70}{2}\right) + q_{s3} \times 1.80 \times (0.9 + 2.70 + 1.80).$$

$$R_B \times 4.64 = 8.20 \times 1.80 \times 0.9 + 11.38 \times 2.70 (1.80 + 1.35) + 8.20 \times 1.93 (0.965 + 2.70 + 1.80)$$

$$R_B = 30.53 \text{ KN.}$$

$$R_A = 61.31 - 30.53 = 30.78 \text{ KN.}$$

$$R_A = 30.78 \text{ KN.}$$

II -4-3- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.80$

$$T(x) = R_A - q_{s3} \cdot x.$$

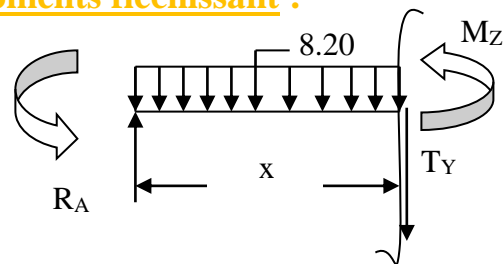
$$T(x) = 30.78 - 8.20x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \implies T_Y = 30.78 \text{ KN} \\ T(x=1.80) = 30.78 - 8.20 \times 1.80 = 30.78 - 14.76 = 16.02 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} \frac{x^2}{2} = 30.74x - \frac{8.20}{2} x^2$$

$$M(x) = 30.74x - 4.10x^2 - 34.86$$

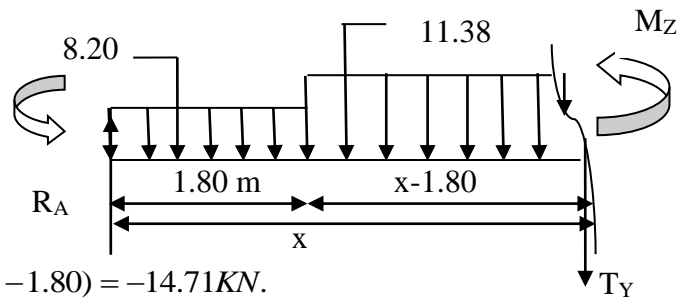
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = -34.86 \text{ KN.m} \\ x=1.80 \text{ m}, \quad M(x=1.80) = 7.25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.80 \leq x \leq 4.50$

$$T(x) = R_A - q_{s3}(1.80) - q_{s1}(x-1.80)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=1.80) = 30.78 - 8.20 \times 1.80 = 16.02 \text{ KN} . \\ T(x=4.50) = 30.78 - 8.20 \times 1.80 - 11.38(4.50 - 1.80) = -14.71 \text{ KN} . \end{array} \right.$$



**II -4-4- Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M_z = \max$  :**

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{s3} \times 1.80 - (x-1.80) q_{s1} = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{s3} \times 1.80 + 1.80 \times q_{s1}}{q_{s1}} = 3.20 \text{ m}$$

$$x = 3.20 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.80, 4.50]$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} \times 1.80 \times (x - 0.9) - q_{s1} \left( \frac{(x-1.80)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 30.78 x - 8.20 \times 1.80 (x - 0.9) - 11.38 \left( \frac{(x-1.80)^2}{2} \right) - 34.86$$

$$M(x=1.80) = 30.78(1.80) - 8.20 \times 1.80(1.80 - 0.9) - 34.86 = 7.25 \text{ KN.m}$$

$$M(x=4.5) = 30.78(4.50) - 8.20 \times 1.80(4.50 - 0.9) - 11.38 \left( \frac{(4.50 - 1.80)^2}{2} \right) - 34.86$$

$$M(x=4.5) = 9.03 \text{ KN.m}$$

➤ 3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.93$ .

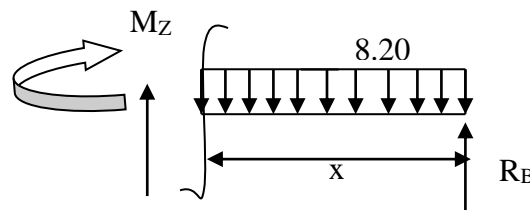
$$T(x) = -R_B + q_{s3} x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x) = -30.53 + 8.20 x . \\ T(x=1.93) = -30.57 + 8.20 \times 1.93 = -30.53 + 15.83 = -14.71 \text{ KN} . \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_B x - q_{s3} \frac{x^2}{2} = 30.57 x - \frac{8.20}{2} x^2 - 34.63$$

$$M(x) = 30.57 x - 4.1 x^2 - 34.63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = -34.63 \text{ KN.m} \\ x=1.93 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.93) = 9.03 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



➤ Calcul du moment max :

On a pour :  $x = 3.20 \text{ m}$  :  $T_y = 0 \text{ KN}$ .

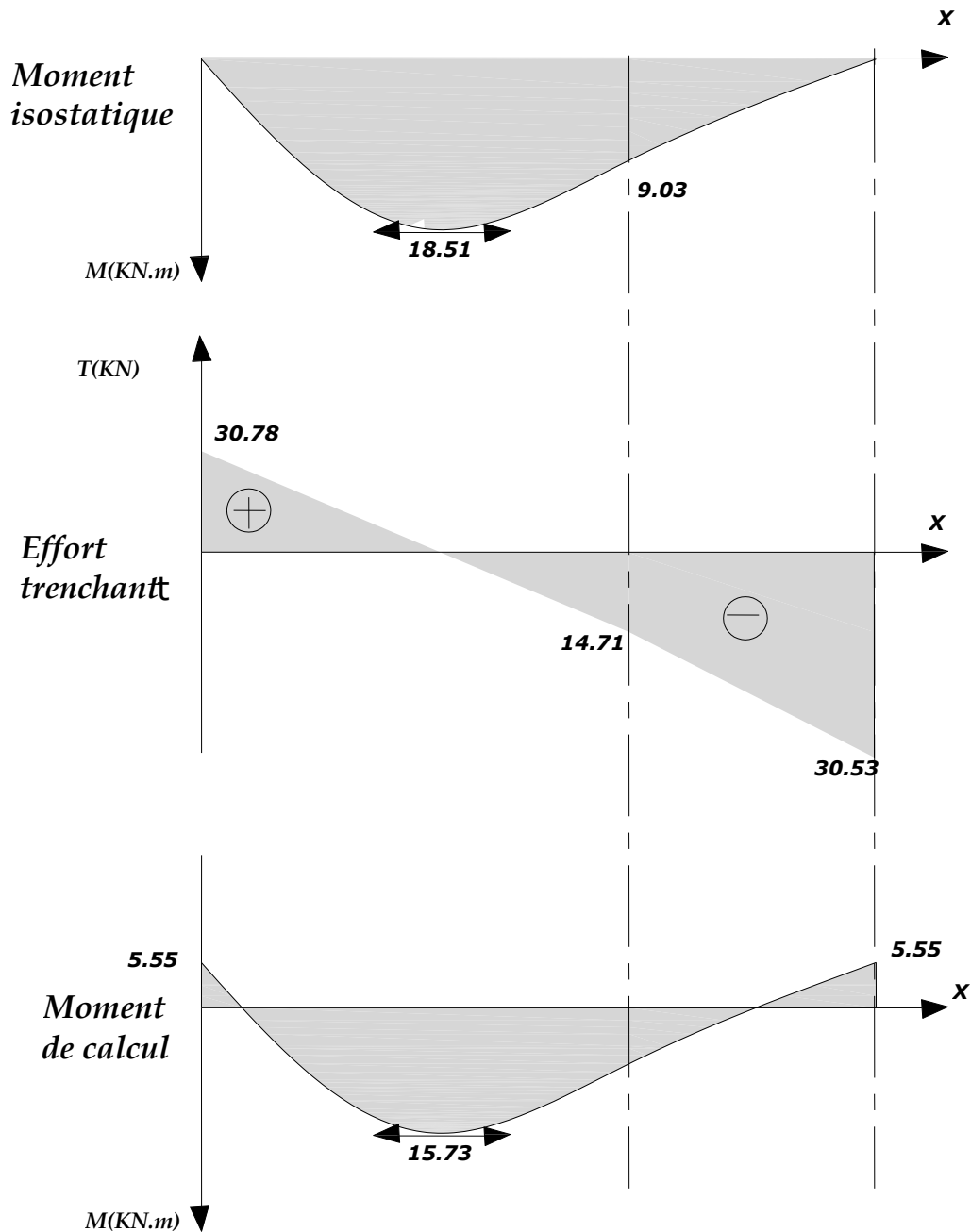
$$M^{\max}(x=3.20) = 30.78(3.20) - 8.20 \times 1.80(3.20 - 0.9) - 11.38 \left( \frac{(3.20 - 1.80)^2}{2} \right) - 34.63$$

$$M^{\max}(3.20) = 18.61 \text{ KN.m}$$

### A- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants:

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients -0.3 et 0.85 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [ $M_a$ ]	$(-0.3) \times 18.51$	-5.55
Moment en travée [ $M_t$ ]	$(0.85) \times 18.51$	15.73



## II -5- Vérification à l'ELS :

### II -5-1- Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

➤ Aux Appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 14} = 0,324$$

$$\rho_1 = 0,324 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,871 \\ K_1 = 41,18 \\ K = 0,024 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{5,55 \times 10^3}{4,52 \times 0,871 \times 14} = 100,69 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,024 \times 100,69 = 2,42 < 15 MPa.$$

⇒ Condition vérifiée

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 14} = 0,48 \longrightarrow \begin{cases} \beta = 0,855 \\ K = \frac{1}{32,62} = 0,031 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{15,73 \times 10^3}{6,78 \times 0,855 \times 14} = 193,82 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,031 \times 193,82 = 6,008 MPa$$

$\sigma_{bc} = 6,008 < 15 MPa \Rightarrow$  Condition vérifiée

## **II -5-2- Etat limite d'ouverture des fissurations :**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

## **II -5-3- Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \frac{16}{643} = 0,0248 \leq 0,0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad A_t \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(8,20 ; 11,38) = 11,38 KN / mL$$

$E_v$  : Module de déformation différé

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

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (16)^2}{2} + (15 \times 6.78 \times 14) = 14223.8 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 16) + (15 \times 6.78) = 1701.7 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{14223.8}{1701.7} = 8.35 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 16 - 8.35 = 7.65 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((8.35)^3 + (7.65^3)) + 15 \times 6.78 \times (7.65 - 2)^2$$

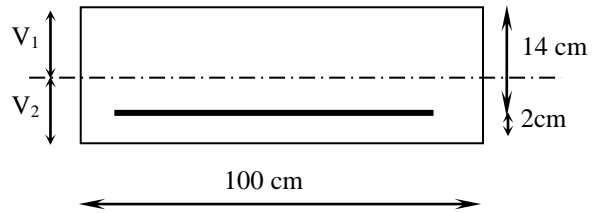
$$I = 37575.85 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.38 \times 10^3 \times (6.43)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 37575.85 \times 10^{-8}} = 0,062 \text{ m}$$

$$f = 1/500 = 643/500 = 1.29$$

....

$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



#### IV - 1 - INTRODUCTION :

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Par conséquent l'étude du comportement dynamique des ouvrages est importante pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique des structures de génie civil. L'objectif de ce chapitre est de modéliser notre structure et de vérifier les exigences du RPA afin de réduire efficacement la vulnérabilité de notre ouvrage aux séismes.

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand nous considérons une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible (calcul manuel) quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela, les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

#### IV - 2 - Description du logiciel ETABS:

(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dont son calcul se base sur la méthode des éléments finis. Grâce au logiciel 'ETABS', nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration.....

#### IV - 3 - Choix de la méthode de calcul:

On distingue deux cas:

##### **Calcul statique:**

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).

##### **Calcul dynamique :**

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**).

## ↳ Vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente :

### Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

#### a) condition sur la hauteur :

Les bâtiments qui peuvent être calculés par la MSE sont limités en hauteur tels que :

$H_T \leq 65\text{m}$  en zone I et IIa. → CV

#### b) condition sur la régularité :

Les bâtiments calculés par la MSE doivent être classés réguliers plan et en élévation. → CNV.

#### c) condition complémentaires :

Les bâtiments irréguliers peuvent être calculés par la méthode statique dans le respect des conditions suivantes :

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23 mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2. → CNV

En conclusion la méthode statique équivalente n'est pas applicable, donc on applique la méthode modale spectrale.

### ➤ Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

- **Principe :** Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.
- **Logiciel utilisé pour la modélisation :**

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle est introduit dans un programme de calcul dynamique dont son calcul est basé sur la méthode des éléments finis.

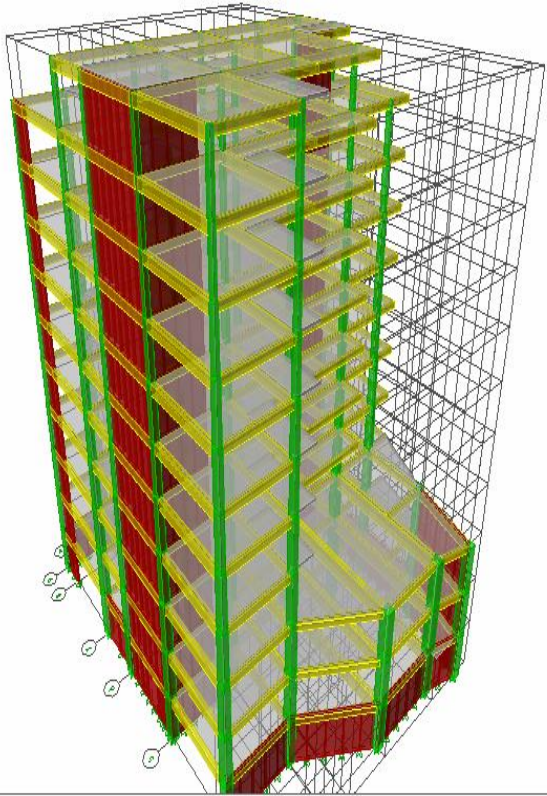
Le logiciel **ETABS** (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) : est un logiciel de calcul qui permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à l'interface graphique.

Nous pouvons déterminer, les diagrammes des efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E);

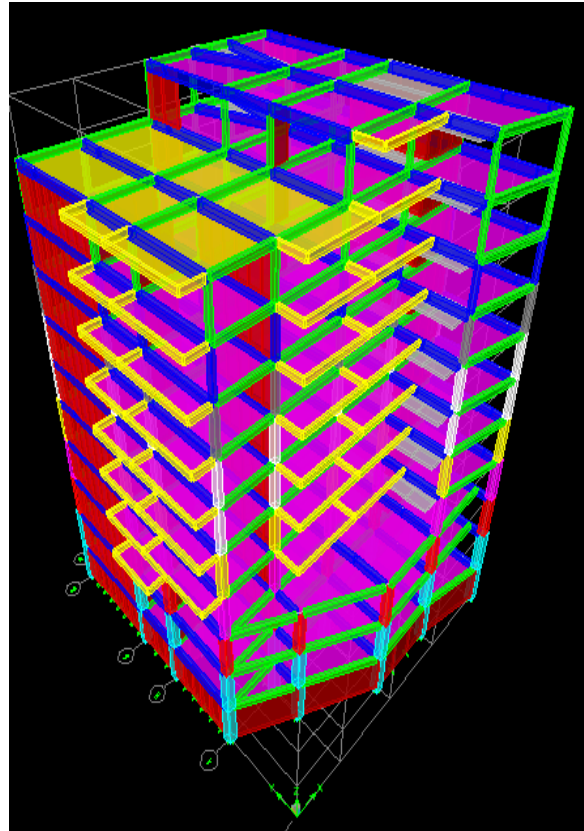
il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les champs de contraintes, les modes de vibration...

#### IV.4. Modélisation de la structure :

L'étude de notre structure est faite à l'aide du logiciel ETABS version 9.6.0. En considérant : 9 niveaux (S-S + RDC + 9 étages courants) encastree à la base et réalisée sur un modèle tridimensionnel. Dans ce modèle on ne **modélisera** que la **structure** (voiles, portiques et dalle pleine), les éléments **non-structuraux** sont introduits **comme charges** (escaliers, acrotère ...).



Vue en 3D du bloc A



Vue en 3D du bloc B

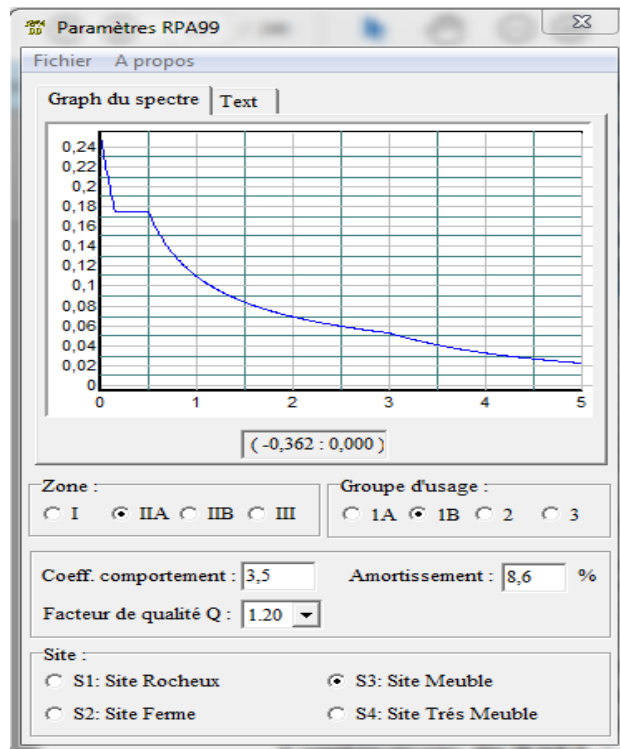
#### IV.5. Etapes de modélisation :

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Introduction des directions principales de l'étude sismique **EX, EY et E45**.
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse donnée par **L'Article 4.3.3 et Formule 4.13 du RPA.**

. Ce spectre est une courbe de réponse maximale (a un séisme) d'accélération (**Sa/g**) ou (l'accélération / pesanteur) pour un système de degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période T.



6. Définition des charges statiques (G, Q).
7. Définition de la charge sismique E.
8. Introduction des combinaisons d'actions.

#### Combinaisons du BAEL :

- $1.35G + 1.5Q$  (l'ELU)
- $G + Q$  (l'ELS)

#### Combinaisons du RPA 99 modifié 2003 (combinaisons accidentelles) :

- $G+Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

#### 9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

- Les poteaux sont supposés encastés dans les fondations.
- Diaphragme : comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par le logiciel.
- La masse des planchers est supposée concentrées en leur centres de masse qui sont désignés par la notation de (**masse – source**)

#### 10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

### IV.7. Vérifications selon les exigences du RPA :

#### I) Vérification de l'effort tranchant à la base :

- Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \Rightarrow \quad \text{[Equation (4.1) de l'Art.4.2.3 RPA 99/Version2003].}$$

▪ Pour le Bloc A :

↳ Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

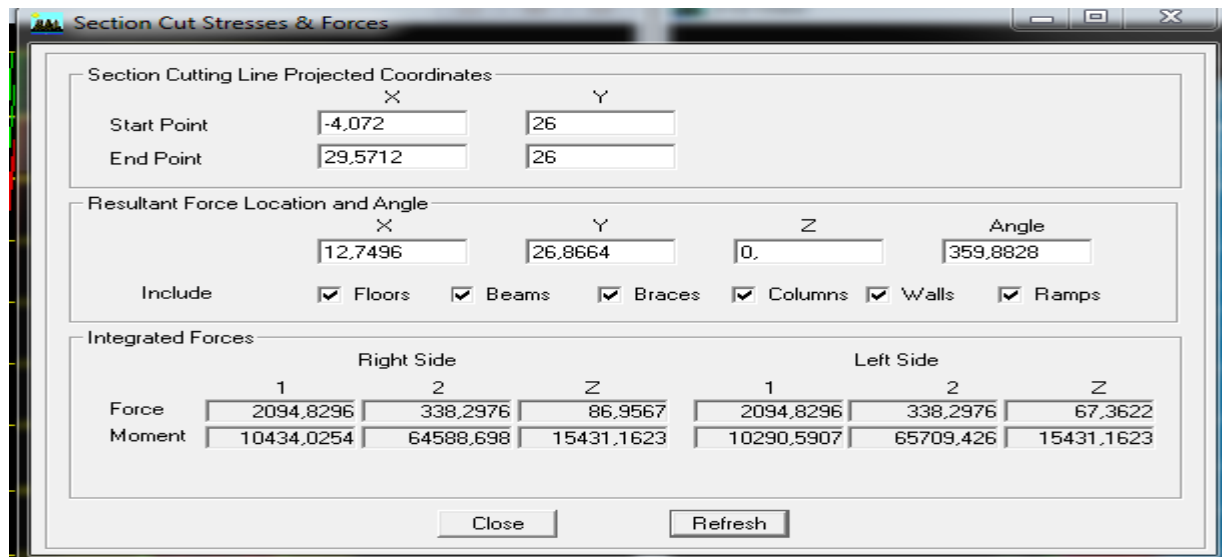
- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : IIa} \\ - \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow A = 0.20$$

- **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

↳ Selon XX :

**V Total :**



## V Portique :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-4.072	26
End Point	29.5712	26

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.7496	26.8664	0.	359.8828

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	643,8088	44,179	462,1188	643,8088	44,179	462,1188
Moment	7580,1628	19028,2372	2420,2759	7580,1628	19028,2372	2420,2759

Close Refresh

$$R(\%) = \frac{V_p}{V_r} = \frac{643.8088}{2094.8296} = 0.30$$

Selon x le calcul de pourcentage des portiques est de 30%

70% > 25% → Donc la structure est contreventée par voiles porteurs.

↩ Selon YY :

V total :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.3408	27
End Point	34.16	27

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	16.4096	26.9696	0.	359.5559

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	355,289	2678,5506	66,2092	355,289	2678,5506	51,5703
Moment	84080,563	11067,5329	39696,462	82830,632	11686,701	39696,462

Close Refresh

## V Portique :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.3408	27
End Point	34.16	27

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	16.4096	26.9696	0.	359.5559

Include:  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	149.7738	476.7637	237.8674	149.7738	476.7637	237.8674
Moment	20458.7788	5892.7292	5996.6388	20458.7788	5892.7292	5996.6388

$$R(\%) = \frac{V_p}{V_r} = \frac{149.7738}{355.289} = 0.42$$

Selon x le calcul de pourcentage des portiques est de 42%

58% > 25% → Donc la structure est contreventée par voiles porteurs.

↪ Selon Z :  
V Total :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2.5104	14
End Point	32.784	14

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	15.1368	14.104	0.	0.

Include:  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	5.370E-11	-7.827E-10	35562.641	-3.097E-10	6.961E-10	-34282.3
Moment	181794.845	140487.629	-1.181E-07	-173918.92	-135035.11	1.197E-07

## V Portique :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2,5104	14
End Point	32,784	14

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	15,1368	14,104	0,	0,

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	90,3661	49,0056	23154,0384	-90,3661	-49,0056	-22510,038
Moment	106997,462	105087,729	-498,3394	-103426,12	-102196,83	498,3394

Close Refresh

$$R(\%) = \frac{V_p}{V_r} = \frac{22510,038}{34282,3} = 0,66$$

Selon x le calcul de pourcentage des portiques est de 66%

34% > 25% → Donc la structure est contreventée par voiles porteurs.

### Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la quasi-totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc d'après le **RPA99/2003** le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

**R = 3.5** (contreventement assuré par des voiles porteur)

### ➤ 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 :  $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$  (4.4 du RPA)

**Pq** : 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. (cf 3.5 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 :

<b>Critère q</b>	<b>Observation</b>	<b>Pq</b>
Conditions minimales sur les files du contreventement	Non observé	0.05
Redondance en plan	Non observé	0.05
Régularité en plan	Observé	0
Régularité en élévation	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0

**Q = 1.1**

Sens Y-Y :

<b>Critère q</b>	<b>Observation</b>	<b>Pq</b>
Conditions minimales sur les files du contreventement	Non observé	0.05
Redondance en plan	Non observé	0.05
Régularité en plan	Observé	0
Régularité en élévation	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0

**Q = 1.1**

➤ **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 ( $T$ )

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad [\text{Eq. (4.2) de l'Art.4.2.3 RPA 99/V.2003}].$$

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau (4.7 RPA 99/V.2003)  $T_2 = 0,50s$  (site meuble).

→ **calcul Selon la période empirique :**

$T_2 = 0,50 s$  (site meuble).

$T = 0.71s$  ( $T$  empirique d'après le RPA)

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad [\text{Equation (4.3) de l'Art.4.2.3 RPA 99/V.2003}].$$

D'après le tableau 4.2 du RPA :

$$\xi = 8.5$$

$$\eta = 0.82 \geq 0.7 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow D_x = D_y = 2.5 \times 0.82 \left(\frac{0.5}{0.71}\right)^{2/3} = 1.62$$

Poids total de la structure :  $W_T = 66168,14 \text{ kN}$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.20 \\ R = 3.5 \\ Q = 1.1 \\ D_x = D_y = 1.62 \\ W_T = 66168,14 \text{ kN} \end{array} \right.$$

**Sens X-X :**

$$\Rightarrow V_x = \frac{0.20 \times 1.62 \times 1.1}{3.5} \times 66168,14 = 6737,80 \text{ kN}$$

**Sens Y-Y :**

$$\Rightarrow V_y = \frac{0.20 \times 1.62 \times 1.1}{3.5} \times 66168,14 = 6737,80 \quad \text{kN}$$

→ **Calcul selon la période fondamentale de modélisation :**

$$T_2 = 0,5\text{s}$$

$$T = 0.99\text{s} \quad (\text{T : période fondamentale donné d'après la modélisation})$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Où  $\zeta(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et l'importance des remplissages.

Pour notre cas : (voiles en B.A)

$$\xi = 8.5$$

$$\eta = 0.82 \geq 0.7 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow D_x = D_y = 2.5 \times 0.82 \left(\frac{0.5}{0.99}\right)^{2/3} = 1.3$$

☑ Poids total de la structure :  $W_T = 66168,14 \text{ kN}$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.20 \\ R = 3.5 \\ Q = 1.1 \\ D_x = D_y = 1.3 \\ W_T = 66168,14 \text{ kN} \end{array} \right.$$

**Sens X-X :**

$$\Rightarrow V_x = \frac{0.20 \times 1.3 \times 1.1}{3.5} \times 66168,14 = 5406,88 \quad \text{kN}$$

**Sens Y-Y :**

$$\Rightarrow V_y = \frac{0.20 \times 1.3 \times 1.1}{3.5} \times 66168,14 = 5406,88 \quad \text{kN}$$

Efforts tranchants retenus par la méthode dynamique :

$$V_x = 5406,88 \quad \text{kN}$$

$$V_y = 5406,88 \quad \text{kN}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{X_{dyn}} = 4648,49 \text{ kN} > 80\% V_X = 4325,50 \text{ kN. Condition vérifiée}$$

$$V_{Y_{dyn}} = 5818,35 \text{ kN} > 80\% V_Y = 4325,50 \text{ kN. Condition vérifiée}$$

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 a la base est vérifié.**

## 2) Vérification de la participation de la masse modale : (Article 4.3.4 RPA99/ v. 2003) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales,

le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque 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.

Le nombre minimal de mode est de :  $k \geq 3\sqrt{10} = 9.48$  donc :  $k = 10$  modes

et :  $T_{20} = 0.023 \leq 0.2s$

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

La valeur de la participation massique a atteint 90% dans le mode 14 .

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,99101	55,3333	0,0252	55,3333	0,0252	4,567	4,567
2	0,60311	0,2354	48,8526	55,5687	48,8777	10,054	14,621
3	0,477889	2,7365	8,5339	58,3052	57,4117	37,3423	51,9633
4	0,247324	16,2456	0,0841	74,5508	57,4957	1,0245	52,9879
5	0,194617	0,7235	5,5189	75,2743	63,0146	0,0741	53,062
6	0,144155	1,0567	10,5756	76,331	73,5902	6,4492	59,5112
7	0,11879	0,0088	4,7729	76,3398	78,3631	12,8928	72,404
8	0,109536	7,5949	1,5714	83,9348	79,9346	0,7651	73,1691
9	0,072018	1,5123	5,1159	85,4471	85,0505	0,17	73,3391
10	0,067655	0,9111	0,7708	86,3582	85,8212	3,7247	77,0638
11	0,062676	1,5398	2,4413	87,898	88,2625	5,4251	82,4889
12	0,048615	1,5632	0,7322	89,4612	88,9948	0,5546	83,0435
13	0,044575	0,0271	2,1211	89,4882	91,1158	1,2851	84,3285
14	0,040617	0,9253	0,5747	90,4136	91,6905	1,4611	85,7896
15	0,036392	1,3555	0,2938	91,769	91,9843	0,4077	86,1973
16	0,032526	0,0011	1,7019	91,7702	93,6862	0,7278	86,9251
17	0,030367	1,6021	0,1055	93,3723	93,7917	0,447	87,372
18	0,02837	0,1888	0,7133	93,561	94,505	0,6292	88,0012
19	0,02618	0,001	1,1818	93,562	95,6868	0,7032	88,7044
20	0,025294	1,1908	0,1813	94,7528	95,8681	0,3838	89,0882

Tableau : Masse participante

On peut remarquer qu'on atteint très rapidement les 90% de masses cumulées dans les deux directions du séisme :

- Dans le sens de translation suivant X-X : 14<sup>ème</sup> mode.
- Dans le sens de translation suivant Y-Y : 14<sup>ème</sup> mode.

De plus, on remarque que :

- Le mode fondamental est un mode de translation suivant (XX) et (YY) avec une mobilisation de masse de 56,1655% et de 0,0012% respectivement ;
- le second mode correspond à un mode de translation suivant (XX) et (YY) ;
- le 3<sup>ème</sup> mode est celui de la torsion suivant (ZZ).

Les 14 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90%.

⇒ La Condition de participation de la masse modale est vérifiée.

⇒ Donc le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque des deux directions d'excitation est 10 modes.

### 3) Vérification des déplacements :

- Calcul des déplacements relatifs (Art 4.4.3 du RPA) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' de la structure est calculé comme suit :

- Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$  et :  $\delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$ .

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- Justification vis-à-vis des déformations :

D'après le RPA Art5.10, les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.4.3 du RPA, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage a moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_k \leq 0.01 h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivant :

### Sens X-X :

Niveaux	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	1% x h	Obs
Etage 09	0,0369	3,5	0,12915	0,0011	0.0320	Observé
Etage 08	0,0358	3,5	0,1253	0,0045	0.0304	Observé
Etage 07	0,0313	3,5	0,10955	0,0048	0.0304	Observé
Etage 06	0,0265	3,5	0,09275	0,0048	0.0304	Observé
Etage 05	0,0217	3,5	0,07595	0,0046	0.0304	Observé
Etage 04	0,0171	3,5	0,05985	0,0045	0.0304	Observé
Etage 03	0,0126	3,5	0,0441	0,0042	0.0320	Observé
Etage 02	0,0084	3,5	0,0294	0,0039	0.0320	Observé
Etage 01	0,0045	3,5	0,01575	0,0027	0.0320	Observé
RDC	0,0018	3,5	0,0063	0,0016	0.0320	Observé
S/S	0,0002	3,5	0,0007	0,0002	0.0320	Observé

Tableau IV-3 : Déplacement horizontal suivant X-X

Nous devons vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\sigma_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

$$\sigma_{\max} = 0.05 \text{ d'après ETABS}$$

Avec :

f : la flèche admissible.

$H_t$  : la hauteur totale du bâtiment.

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 0.04 \text{ m} \leq f = \frac{34.4}{500} = 0.069 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Sens Y-Y :

Niveaux	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	1% x h	Obs
Etage 09	0,024	3,5	0,084	0,0061	0.0320	Observé
Etage 08	0,0179	3,5	0,06265	0,0026	0.0304	Observé
Etage 07	0,0153	3,5	0,05355	0,0023	0.0304	Observé
Etage 06	0,013	3,5	0,0455	0,0023	0.0304	Observé
Etage 05	0,0107	3,5	0,03745	0,0022	0.0304	Observé
Etage 04	0,0085	3,5	0,02975	0,0022	0.0304	Observé
Etage 03	0,0063	3,5	0,02205	0,002	0.0320	Observé
Etage 02	0,0043	3,5	0,01505	0,002	0.0320	Observé
Etage 01	0,0023	3,5	0,00805	0,0013	0.0320	Observé
RDC	0,001	3,5	0,0035	0,0008	0.0320	Observé
S/S	0,0002	3,5	0,0007	0,0002	0.0320	Observé

Tableau IV-3 : Déplacement horizontal suivant Y-Y

- Vérification de la flèche (Vérification du déplacement maximale) :

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{34.4}{500} = 0.069 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

L'ETABS nous a donné le déplacement maximal au niveau du dernier étage.

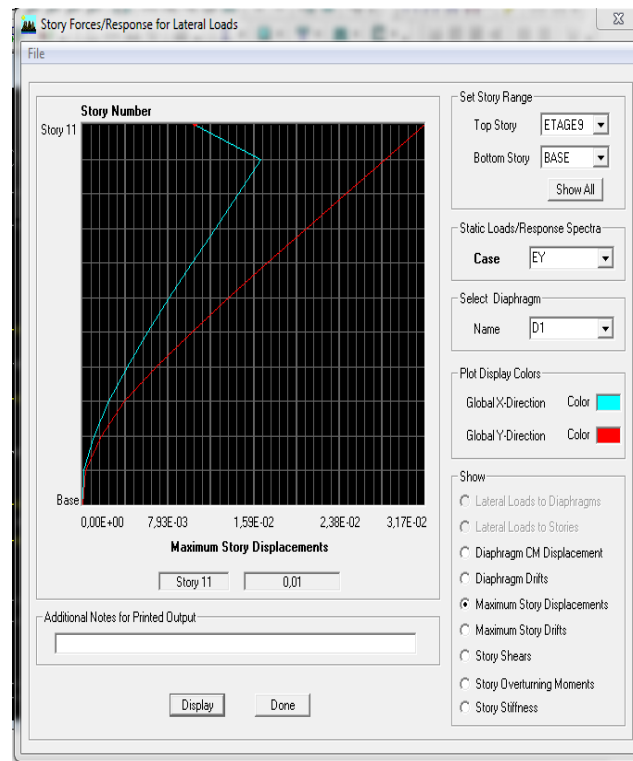
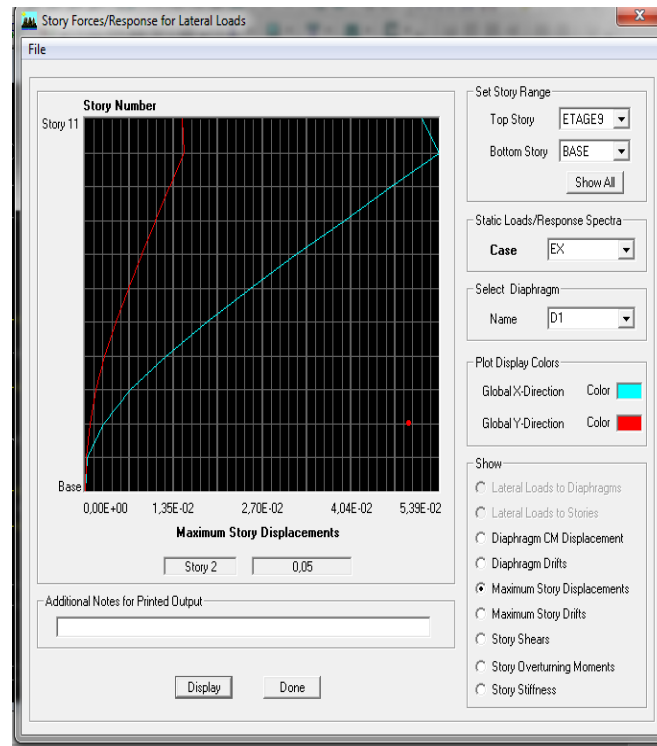


Figure : Déplacement maximal

#### 4) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (art 4.2.7 du RPA) :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on suppose qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

##### a) Excentricité accidentelle :

$$e_x = 0.05 L_x = 0.05 \times 22.55 = 1,128 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 L_y = 0.05 \times 30.98 = 1,5 \text{ m}$$

##### b) Excentricité théorique :

$$e_x = X_{CMM} - X_{CR}$$

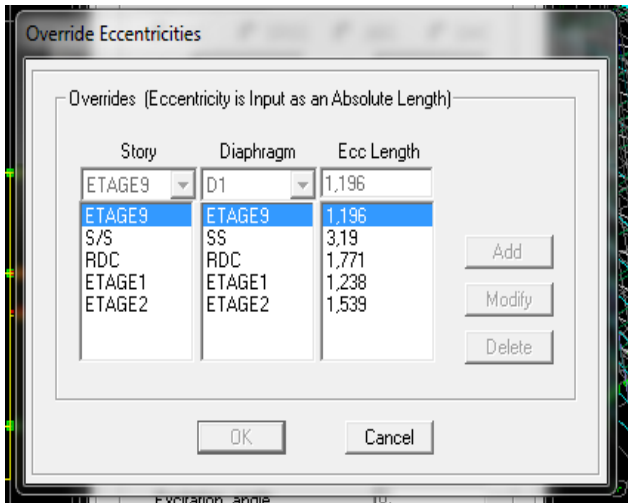
$$e_y = Y_{CMM} - Y_{CR}$$

Story	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité à retenir	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Ex	Ey	ex	Ey	Ex	ey
S/S	12,15	16,273	15,123	14,764	-2,973	1,509	1,1275	1,5	1,128	1,549
RDC	12,621	16,433	14,811	14,36	-2,19	2,073	1,1275	1,5	1,128	1,549
ETAGE1	12,586	16,66	14,443	13,383	-1,857	3,277	1,1275	1,5	1,128	1,549
ETAGE2	11,22	19,441	13,649	12,979	-2,429	6,462	1,1275	1,5	1,128	1,549
ETAGE3	11,231	19,432	13,118	12,745	-1,887	6,687	1,1275	1,5	1,128	1,549
ETAGE4	11,233	19,425	12,768	12,617	-1,535	6,808	1,1275	1,5	1,128	1,549
ETAGE5	11,238	19,423	12,508	12,542	-1,27	6,881	1,1275	1,5	1,128	1,549
ETAGE6	11,249	19,419	12,305	12,48	-1,056	6,939	1,1275	1,5	1,128	1,549
ETAGE7	11,258	19,415	12,137	12,408	-0,879	7,007	1,1275	1,5	1,128	1,549
ETAGE8	11,039	19,12	11,991	12,323	-0,952	6,797	1,1275	1,5	1,128	1,549
ETAGE9	8,959	15,08	8,636	12,582	0,323	2,498	1,1275	1,5	1,128	1,549

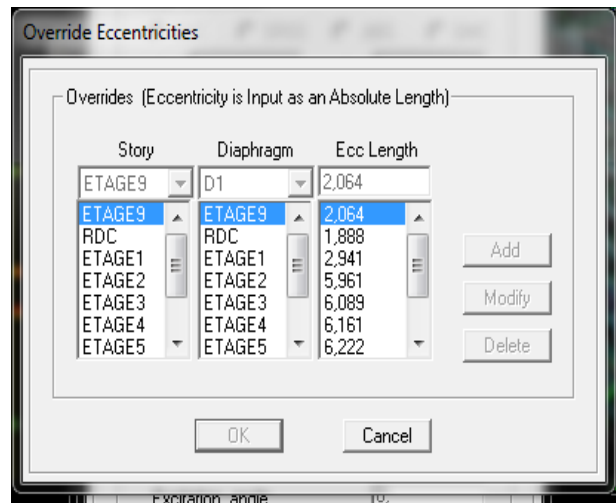
**Tableau IV.5 : Comparaison des excentricités**

##### Remarque :

On remarque que l'effet de torsion, n'est pas vérifié dans : le S/S, RDC, ETAGE1, ETAGE2, ETAGE 9 suivant X et le RDC, ETAGE1, ETAGE2, ETAGE3, ETAGE4, ETAGE5, ETAGE6, ETAGE7, ETAGE8, ETAGE9 suivant Y, donc on les introduits dans le logiciel Etabs pour qu'il tient compte de l'excentrement des efforts



Selon EX



Selon EY

#### 4) Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau k

$h_k$  : hauteur de l'étage k

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau 'k'

D'où : Si  $\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$  les effets P-Delta peuvent être négligés.

Si non :  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$  les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si :  $\theta_k \geq 0.2 \Rightarrow$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (effet P-Δ) :

Niveau	Poids (KN)	h <sub>k</sub>	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	θ <sub>k</sub>
ETAGE9	3126,59	3.20	0,0011	655,62	0,01678655	0,0061	805,84	0,07573592
ETAGE8	8245,59	3.04	0,0045	1470,09	0,07672977	0,0026	1805,56	0,03609581
ETAGE7	13442,4	3.04	0,0048	2081,46	0,09423746	0,0023	2653,44	0,03542166
ETAGE6	18730,98	3.04	0,0048	2563,27	0,10663038	0,0023	3345,11	0,03915178
ETAGE5	24189,97	3.04	0,0046	2976,9	0,11363248	0,0022	3929,91	0,04116698
ETAGE4	29648,97	3.04	0,0045	3347,15	0,12117709	0,0022	4415,33	0,04490996
ETAGE3	35292,35	3.20	0,0042	3683,99	0,1287542	0,002	4812,06	0,04693853
ETAGE2	41146,57	3.20	0,0039	3983,01	0,12892491	0,002	5120,54	0,05142779
ETAGE1	48990,18	3.20	0,0027	4308,57	0,09824029	0,0013	5434,24	0,03750279
RDC	56943,05	3.20	0,0016	4548,66	0,06409545	0,0008	5686,63	0,02563455
S/S	66168,18	3.20	0,0002	4648,49	0,00910998	0,0002	5818,35	0,00727829

$$\text{On a : } \theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Donc, les effets P-Delta peuvent être négligés

### CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous pouvons conclure que :

- L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée
- Le pourcentage de participation massique est vérifié
- Les déplacements relatifs et la Justification vis-à-vis des déformations sont vérifiés.
- L'effet du 2<sup>ème</sup> ordre (l'effet P-Δ) est vérifié.

Après avoir effectué toutes les vérifications selon les exigences du RPA, nous pouvons passer au ferrailage des éléments structuraux.

▪ Pour le Bloc B :

↳ 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

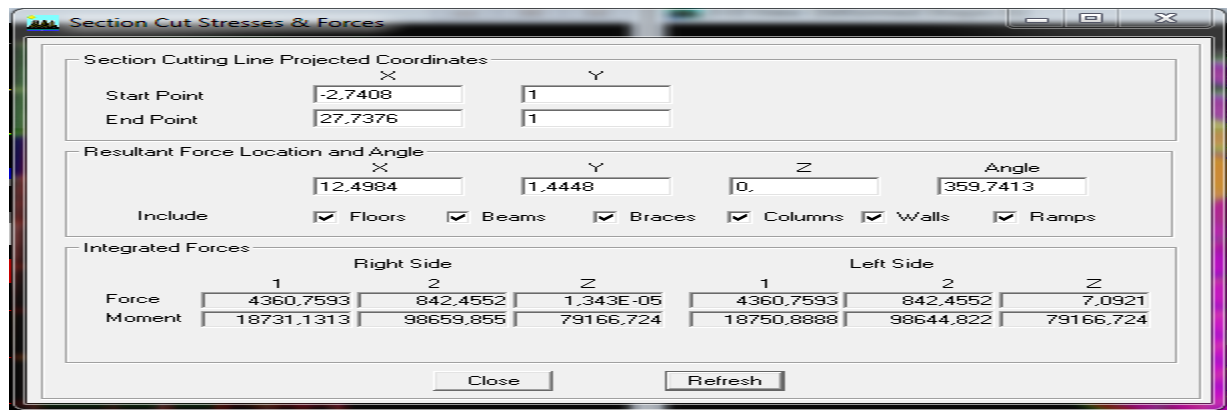
– Zone sismique : IIa }  
 – Groupe d'usage : 2 } → A = 0.20

➤ **R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le

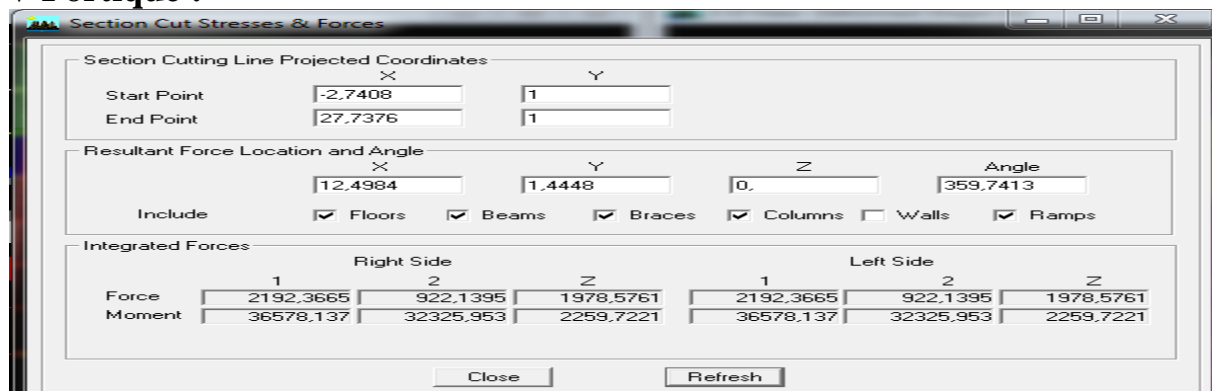
🌸 Justification du système de contreventement :

↳ Selon XX :

**V Total :**



**V Portique :**



$$R(\%) = \frac{V_p}{V_r} = \frac{2192,3665}{4360,7593} = 0.50$$

Selon x le calcul de pourcentage des portiques est de 50%

50% > 25% → Donc la structure est contreventée par voiles porteurs.

↩ Selon YY :

**V Total :**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,0826	27
End Point	28,2262	27

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13,5718	27,0384	0,	359,731

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	402,2069	2513,6592	13,2671	402,2069	2513,6592	12,255
Moment	78364,011	12551,4768	35870,059	78366,851	12531,6437	35870,059

Buttons: Close, Refresh

**V Portique :**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,0826	27
End Point	28,2262	27

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13,5718	27,0384	0,	359,731

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	125,579	306,0193	177,5933	125,579	306,0193	177,5933
Moment	15329,5051	3800,9536	2440,7727	15329,5051	3800,9536	2440,7727

Buttons: Close, Refresh

$$R(\%) = \frac{V_p}{V_r} = \frac{125.579}{402.2069} = 0.31$$

Selon x le calcul de pourcentage des portiques est de 31%

69% > 25% → Donc la structure est contreventée par voiles porteurs.

↳ Selon Z :

V Total :

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point	X	-3,0778	Y	14
End Point	X	28,7078	Y	14

Resultant Force Location and Angle

X	Y	Z	Angle
12,815	14,4136	0,	0,6201

Include:  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3,140E-10	-5,145E-10	30317,7236	1,061E-10	4,389E-10	-28912,434
Moment	-2412,96	37529,587	1,702E-08	2799,3913	-36719,5	-1,631E-08

V Portique :

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point	X	-3,0778	Y	14
End Point	X	28,7078	Y	14

Resultant Force Location and Angle

X	Y	Z	Angle
12,815	14,4136	0,	0,6201

Include:  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-55,1077	32,2293	15283,321	55,1077	-32,2293	-14823,321
Moment	-5938,638	9151,8914	-126,6481	6154,5144	-8734,303	126,6481

$$R(\%) = \frac{V_p}{V_r} = \frac{14823.321}{28912.434} = 0.51$$

Selon x le calcul de pourcentage des portiques est de 51%

49% > 25% → Donc la structure est contreventée par voiles porteurs.

### Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20 c/odes sollicitations dues aux charges verticales et la quasi-totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc d'après le RPA99/2003 le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé

R = 3,5 (contreventement assuré par des voiles porteur)

➤ **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 :  $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$  (4.4 du RPA)

**Pq** : 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. (cf 3.5 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	Non observé	0.05
Redondance en plan	Non observé	0.05
Régularité en plan	Observé	0
Régularité en élévation	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0

$$Q = 1.1$$

Sens Y-Y :

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du contreventement	Non observé	0.05
Redondance en plan	Non observé	0.05
Régularité en plan	Observé	0
Régularité en élévation	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0

$$Q = 1.1$$

➤ **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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ du RPA})$$

$T_2$  : est la période caractéristique, associée a la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 du RPA.

$$T_2 = 0,5s$$

$$T = 0,71s \quad (\text{calculée})$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

D'après le tableau 4.2 du RPA :

$$\xi = 8,5$$

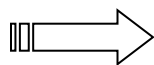
$$\eta = 0,82 \geq 0.7 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow D_x = 2.5 \times 0,82 \left( \frac{0.5}{0,71} \right)^{2/3} = 1,62$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5 \times 0,82 \left( \frac{0.5}{0,71} \right)^{2/3} = 1,62$$

☑ Poids total de la structure :  $W_T = 51926,49 \text{ kN}$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$



$$A = 0.20$$

$$R = 3.5$$

$$Q = 1.1$$

$$D_x = D_y = 1.62$$

$$W_T = 51926,49 \text{ kN}$$

**Sens X-X :**

$$\Rightarrow V_x = \frac{0.20 \times 1.62 \times 1.1}{3.5} \times 51926,49 = 5287,600 \text{ kN}$$

**Sens Y-Y :**

$$\Rightarrow V_y = \frac{0.20 \times 1.62 \times 1.1}{3.5} \times 51926,49 = 5287,600 \text{ kN}$$

Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :

$$V_x = 4361,76 \text{ kN}$$

$$V_y = 5436,88 \text{ kN}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{X_{\text{dyn}}} = 4361,76 \text{ kN} > 80\% V_x = 4230,08 \text{ kN. Condition vérifiée}$$

$$V_{Y_{\text{dyn}}} = 5436,88 \text{ kN} > 80\% V_y = 4230,08 \text{ kN. Condition vérifiée}$$

————→ **Calcul selon la période fondamentale de modélisation :**

$$T = 0,82s \quad (\text{d'après la modélisation})$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

D'après le tableau 4.2 du RPA :

$$\xi = 8,5$$

$$\eta = 0,82 \geq 0.7 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow D_x = 2.5 \times 0,82 \left(\frac{0.5}{0,82}\right)^{2/3} = 1,47$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5 \times 0,82 \left(\frac{0.5}{0,82}\right)^{2/3} = 1,47$$

Poids total de la structure :  $W_T = 51926,49 \text{ kN}$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$A = 0.20$$

$$R = 3.5$$

$$Q = 1.1$$

$$D_x = D_y = 1.47$$

$$W_T = 51926,49 \text{ kN}$$

**Sens X-X :**

$$\Rightarrow V_x = \frac{0.20 \times 1.47 \times 1.1}{3.5} \times 51926,49 = 4798.007 \text{ kN}$$

**Sens Y-Y :**

$$\Rightarrow V_y = \frac{0.20 \times 1.47 \times 1.1}{3.5} \times 51926,49 = 4798.007 \text{ kN}$$

Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :

$$V_x = 4361,76 \text{ kN}$$

$$V_y = 5436,88 \text{ kN}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{x\text{dyn}} = 4361,76 \text{ kN} > 80\% V_x = 3838.405 \text{ kN. Condition vérifiée}$$

$$V_{y\text{dyn}} = 5436,88 \text{ kN} > 80\% V_y = 3838.405 \text{ kN. Condition vérifiée}$$

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.**

**2) Vérification de la participation de la masse modale :**

Le nombre minimal de mode est de :  $k \geq 3\sqrt{10} = 9,94$  donc :  $k = 10$  modes

et :  $T_{12} = 0.019 \leq 0.2\text{s}$

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

La valeur de la participation massique a atteint 90% dans le mode .

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,820436	58,302	0,2796	58,302	0,2796	3,7679	3,7679
2	0,49096	0,2801	46,6461	58,5821	46,9257	16,625	20,3929
3	0,378602	4,0784	16,5624	62,6605	63,4881	41,9121	62,305
4	0,197095	16,1144	0,1831	78,7749	63,6712	0,9917	63,2967
5	0,118231	0,0275	13,9866	78,8024	77,6578	5,5324	68,8291
6	0,098055	4,2668	2,0218	83,0691	79,6796	5,5206	74,3496
7	0,091564	1,1905	3,5601	84,2596	83,2397	6,5771	80,9267
8	0,068304	3,0982	0,5141	87,3578	83,7537	0,0163	80,943
9	0,054093	0,4344	5,0633	87,7922	88,817	1,3214	82,2643
10	0,049964	0,932	0,0424	88,7242	88,8594	3,0411	85,3054
11	0,043698	1,6963	1,4898	90,4205	90,3492	1,3456	86,6511
12	0,036911	0,7699	1,5584	91,1904	91,9076	0,5887	87,2398
13	0,03349	0,0046	1,453	91,195	93,3607	2,0222	89,2619
14	0,031215	1,6313	0,1445	92,8263	93,5052	0,131	89,3929
15	0,026961	0,2274	1,4738	93,0537	94,979	0,9999	90,3928
16	0,025056	1,2466	0,1925	94,3002	95,1715	0,0457	90,4385
17	0,024326	0,0179	0,8991	94,3181	96,0707	1,3149	91,7534
18	0,0214	1,2005	0,1066	95,5186	96,1773	0,1588	91,9122
19	0,020302	0,1275	1,1071	95,6461	97,2844	0,5644	92,4766
20	0,019341	0,0699	0,4504	95,716	97,7348	1,0059	93,4825

Tableau IV-2: Masse participante

On peut remarquer qu'on atteint très rapidement les 90% de masses cumulées dans les deux directions du séisme :

- Dans le sens de translation suivant X-X : 14<sup>ème</sup> mode.
- Dans le sens de translation suivant Y-Y : 14<sup>ème</sup> mode.

De plus, on remarque que :

- Le mode fondamental est un mode de translation suivant (XX) et (YY) avec une mobilisation de masse de 56,1655% et de 0,0012% respectivement ;
- le second mode correspond à un mode de translation suivant (XX) et (YY) ;
- le 3<sup>ème</sup> mode est celui de la torsion suivant (ZZ).

Les 14 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90%.

⇒ La Condition de participation de la masse modale est vérifiée.

⇒ Donc le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque des deux directions d'excitation est 10 modes.

### 3) Vérification des déplacements :

- Calcul des déplacements relatifs (Art 4.4.3 du RPA) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' de la structure est calculé comme suit :

- **Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé**

comme suit :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$  et :  $\delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$ .

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

• Justification vis-à-vis des déformations :

D'après le RPA Art5.10, les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.4.3 du RPA, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage a moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_k \leq 0.01 h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivant :

**Sens X-X :**

Niveaux	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	1% x h	Obs
Etage 09	0,0309	3,5	0,10815	0,003	<b>0,0304</b>	Observé
Etage 08	0,0279	3,5	0,09765	0,0036	<b>0,0304</b>	Observé
Etage 07	0,0243	3,5	0,08505	0,0037	<b>0,0304</b>	Observé
Etage 06	0,0206	3,5	0,0721	0,0037	<b>0,0304</b>	Observé
Etage 05	0,0169	3,5	0,05915	0,0036	<b>0,0304</b>	Observé
Etage 04	0,0133	3,5	0,04655	0,0034	<b>0,0304</b>	Observé
Etage 03	0,0099	3,5	0,03465	0,0033	<b>0,0304</b>	Observé
Etage 02	0,0066	3,5	0,0231	0,0029	<b>0,0320</b>	Observé
Etage 01	0,0037	3,5	0,01295	0,0021	<b>0,0320</b>	Observé
RDC	0,0016	3,5	0,0056	0,0014	<b>0,0320</b>	Observé
S/S	0,0002	3,5	0,0007	0,0002	<b>0,0320</b>	Observé

Tableau IV-3: Déplacement horizontal suivant X-X

Nous devons vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la

formule suivante :  $\sigma_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$

Avec :

$f$  : la flèche admissible.

$H_t$  : la hauteur totale du bâtiment.

$$\Rightarrow \sigma_{max} = 0.04 \text{ m} \leq f = \frac{34.4}{500} = 0.069 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Sens Y-Y :

Niveaux	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	1% x h	Obs
Etage 09	0,0164	3,5	0,0574	0,0049	0,0304	Observé
Etage 08	0,0115	3,5	0,04025	0,0018	0,0304	Observé
Etage 07	0,0097	3,5	0,03395	0,0014	0,0304	Observé
Etage 06	0,0083	3,5	0,02905	0,0015	0,0304	Observé
Etage 05	0,0068	3,5	0,0238	0,0014	0,0304	Observé
Etage 04	0,0054	3,5	0,0189	0,0013	0,0304	Observé
Etage 03	0,0041	3,5	0,01435	0,0013	0,0304	Observé
Etage 02	0,0028	3,5	0,0098	0,0011	0,0320	Observé
Etage 01	0,0017	3,5	0,00595	0,0009	0,0320	Observé
RDC	0,0008	3,5	0,0028	0,0006	0,0320	Observé
S/S	0,0002	3,5	0,0007	0,0002	0,0320	Observé

Tableau IV-4: Déplacement horizontal suivant Y-Y

Vérification de la flèche :

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 0.04 \text{ m} \leq f = \frac{34.4}{500} = 0.069 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4) Vérification de l'effet P- $\Delta$ :

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou l'effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau k

$h_k$  : hauteur de l'étage k

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées audessus du niveau 'k'

D'où : Si  $\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$  les effets P-Delta peuvent être négligés.

Si non :  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$  les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si :  $\theta_k \geq 0.2 \Rightarrow$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Niveau	Poids (KN)	h <sub>k</sub>	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	θ <sub>k</sub>
ETAGE9	2611,86	3.20	0,003	627,24	0,0039038	0,0049	808,48	0,00494683
ETAGE8	7006,21	3.04	0,0036	1389,06	0,00597298	0,0018	1728,14	0,00240051
ETAGE7	11527,64	3.04	0,0037	2019,25	0,0069483	0,0014	2513,79	0,00211186
ETAGE6	16095,11	3.04	0,0037	2521,87	0,00776782	0,0015	3158,92	0,00251404
ETAGE5	20756,37	3.04	0,0036	2946,08	0,00834326	0,0014	3707,67	0,00257813
ETAGE4	25433,02	3.04	0,0034	3314,57	0,00858175	0,0013	4172,7	0,00260646
ETAGE3	30239,37	3.20	0,0033	3640,57	0,00856579	0,0013	4565,27	0,00269091
ETAGE2	35158,33	3.20	0,0029	3920,18	0,00812775	0,0011	4886,04	0,00247351
ETAGE1	40322,95	3.20	0,0021	4146,61	0,00638158	0,0009	5142,07	0,0022055
RDC	45551,51	3.20	0,0014	4296,55	0,00463832	0,0006	5324,9	0,00160396
S/S	51926,46	3.20	0,0002	4361,75	0,00074406	0,0002	5436,88	0,00059692

Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (effet P-Δ) :

$$\text{On a : } \theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Donc, les effets P-Delta peuvent être négligés

### CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous pouvons conclure que :

- L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée
- Le pourcentage de participation massique est vérifié
- Les déplacements relatifs et la Justification vis-à-vis des déformations sont vérifiés.
- L'effet du 2<sup>ème</sup> ordre (l'effet P-Δ) est vérifié.

Après avoir effectué toutes les vérifications selon les exigences du RPA, nous pouvons passer au ferrailage des éléments structuraux.

**Tableau IV.5 : Comparaison des excentricités**

Story	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité à retenir	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Ex	ey	ex	ey	ex	ey
S/S	11,407	14,069	8,35	12,638	3,057	1,431	1.127	1.281	1,127	1,281
RDC	11,536	14,241	9,925	12,184	1,611	2,057	1.127	1.281	1,127	1,281
ETAGE1	11,409	14,312	10,154	10,962	1,255	3,35	1.127	1.281	1,127	1,281
ETAGE2	11,33	14,633	10,305	9,986	1,025	4,647	1.127	1.281	1,127	1,281
ETAGE3	11,355	14,67	10,444	9,299	0,911	5,371	1.127	1.281	1,127	1,281
ETAGE4	11,348	14,664	10,562	8,859	0,786	5,805	1.127	1.281	1,127	1,281
ETAGE5	11,337	14,648	10,671	8,53	0,666	6,118	1.127	1.281	1,127	1,281
ETAGE6	11,291	14,655	10,767	8,271	0,524	6,384	1.127	1.281	1,127	1,281
ETAGE7	11,321	14,641	10,853	8,055	0,468	6,586	1.127	1.281	1,127	1,281
ETAGE8	11,829	14,588	10,926	7,872	0,903	6,716	1.127	1.281	1,127	1,281
ETAGE9	17,077	13,83	12,032	7,731	5,045	6,099	1.127	1.281	1,127	1,281

**5) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (art 4.2.7 du RPA) :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

**a) Excentricité accidentelle :**

$ex = 0.05 Lx = 0.05 \times 22,55 = 1,127 \text{ m}$

$ey = 0.05 Ly = 0.05 \times 25,63 = 1,281 \text{ m}$

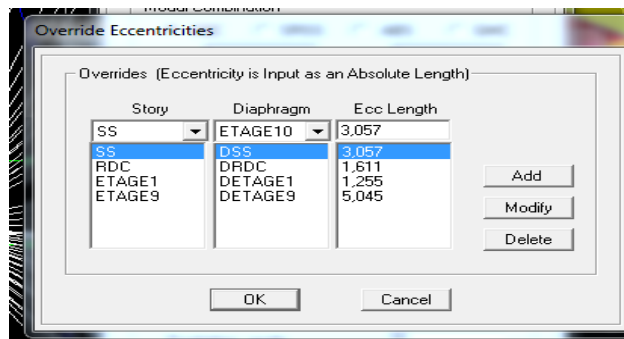
**b) Excentricité théorique :**

$ex = XCCM - XCR$

$ey = YCCM - YCR$

**Remarque :**

On remarque que l'effet de torsion, n'est pas vérifié dans : le S/S, RDC ,ETAGE1 ,ETAGE2, ETAGE 9 suivant X et le RDC ,ETAGE1 ,ETAGE2 ,ETAGE3 ,ETAGE4 ,ETAGE5 ,ETAGE6 ,ETAGE7 ,ETAGE8, ETAGE9 suivant Y , donc on les introduits dans le logiciel Etabs pour qu'il tient compte de l'excentrement des efforts



## CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous pouvons conclure que :

- L'effort tranchant obtenu à la base de la structure est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et la justification vis-à-vis des déformations sont vérifiés.
- L'effort du 2<sup>ème</sup> ordre (l'effet P- $\Delta$ ) est vérifié.

Après avoir effectué toutes les vérifications selon les exigences du RPA, nous pouvons passer au ferrailage des éléments structuraux.

## **ETUDE DES JOINTS DANS LE BÂTIMENT :**

Vu que notre structure comporte trois blocs, deux blocs (R+9+S/Sol) et un bloc intermédiaire (R+S/Sol), ils sont séparés par des joints de rupture qui empêchent toutes déformations différentielles. Ces dernières peuvent être dues à la différence de hauteur entre les deux parties de la structure (R+9 d'un côté et RDC de l'autre) et donc une grande différence de chargement.

Ces joints, de ce fait, deviennent automatiquement des joints sismiques ce qui fait qu'on doit calculer ces joints de sorte à éviter l'entrechoquement des deux blocs entre eux.

### **Définitions générales :**

Les joints sont des dispositifs constructifs qui permettent à un bâtiment de se déformer sous les effets de variations climatiques. Ils sont par ailleurs largement utilisés dans le domaine parasismique pour ramener des configurations compliquées à des formes plus simples.

Il existe trois catégories des joints à savoir

### **Joint de séparation en plusieurs blocs d'une construction :**

Ce sont les joints qui séparent une construction en plusieurs blocs en vue de prévenir les dommages que pourrait subir une construction sous plusieurs phénomènes notamment le séisme, les dilatations thermiques retrait du béton Tassement différentiels de la structure et/ou du terrain d'assise des fondations:

#### **a/ joints de dilatation thermique**

La variation de la température moyenne des éléments du bâtiment associée au coefficient de dilatation thermique conduit à une variation de la longueur des éléments. Cette variation de longueur peut en conséquence introduire l'apparition d'une surpression des éléments qui peut conduire à des dommages structuraux ils sont en générale arrêtés, soit au niveau supérieur des fondations, soit au niveau des planchers haut du RDC ou du SS-sol (Ils n'ont pas lieu d'être étendu à l'infrastructure, afin d'éviter les semelles excentrées). leurs fonctions étant de permettre les mouvements de la structure engendré par le comportement des différents matériaux.

#### **b/ joints de rupture :**

Ce sont tous les joints prévus pour empêcher toutes formes de rupture dans le bâtiment sous l'effet des tassements différentiels à cause d'une exploitation différente d'un bloc Du bâtiment à un autre bloc. Ces tassements peuvent avoir des origines différentes.

### c/ joints sismiques :

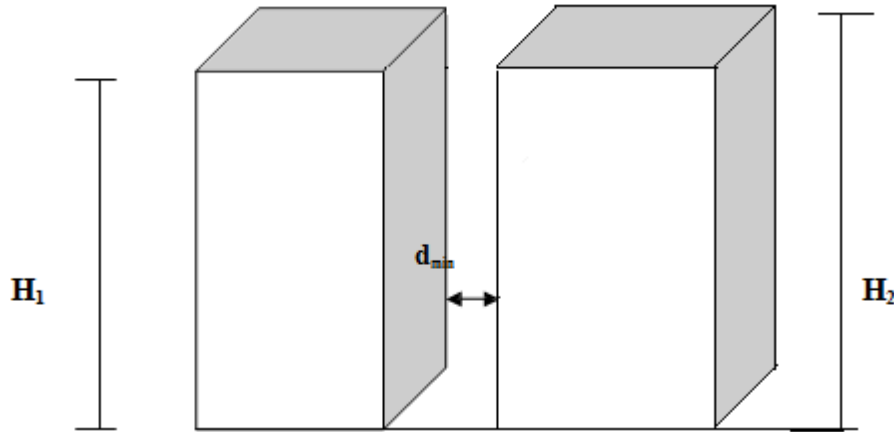
Le joint sismique a pour but d'éviter tout entrechoquement entre les corps de bâtiment qu'il sépare, la largeur minimale du joint entre deux blocs est dictée par le RPA99

### MODÉLISATION ET VÉRIFICATION AUX ÉXIGENCES DU RPA

#### JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMQUES :(Art .5.8./RPA99V. 2003) :

Le RPA exige que :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (d_1 + d_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$



Sachant que :

$d_1$  et  $d_2$  : déplacements maximaux des deux blocs, calculés au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

$$d_{\min} = 1,5\text{cm} + (12,92+10,81) \text{ cm} = 26 \text{ cm} \geq 40 \text{ mm}$$

Donc  $d$  calculé  $< d_{\min}$

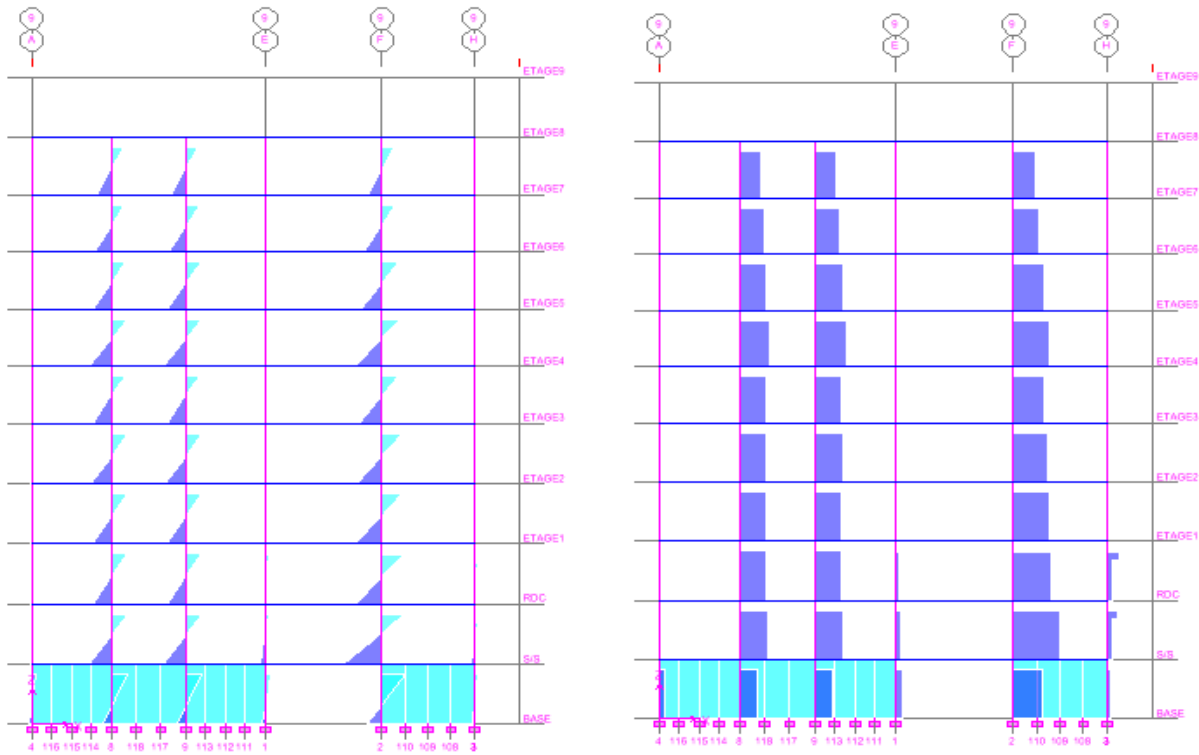
On prend la largeur du joint sismique  $d = 26 \text{ cm}$



## Chapitre V: FERRAILLAGES DES ELEMENTS:

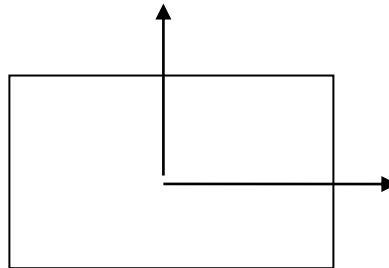
### V.I. Ferrailage des Poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU, puis vérifications à l'ELS. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant ( $M_{x-x}$ ,  $M_{y-y}$ ).



Les armatures seront calculées à l'état limite ultimes et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant :  $N_{max} - M_{cor}$
- Effort normal minimal et moment correspondant :  $N_{min} - M_{cor}$
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant :  $M_{max} - N_{cor}$
- Sous les combinaisons :  $1,35G+1,5Q$  ;  $G+Q\pm E$  et  $0,8G\pm E$ .



$M_y$  : Moment du poteau dans le sens transversal.  
 $M_x$  : Moment du poteau dans le sens longitudinal.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

### V. I .1. Recommandations du RPA 2003 (article 7.4.2 RPA99/VERSION 2003) :

#### a) Armatures longitudinales (article 7.4.2.1 RPA99/VERSION 2003) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de  $L_r = 40 \phi_L$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

##### ➤ Le pourcentage minimal d'armatures :

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0.8%  $b \times h$**  en zone IIa :

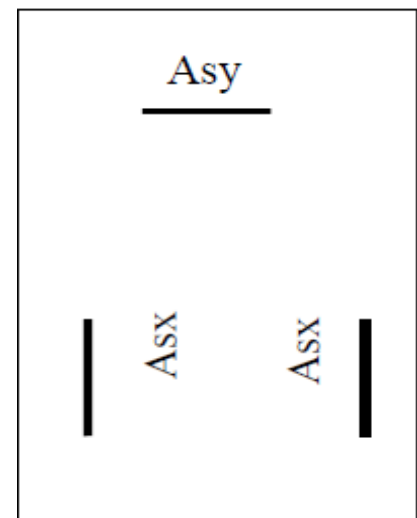
- Poteau (70×70) :  $A_{min} = 0.008 \times 70 \times 70 = 39.20 \text{ cm}^2$
- Poteau (65×65) :  $A_{min} = 0.008 \times 65 \times 65 = 33.80 \text{ cm}^2$
- Poteau (60×60) :  $A_{min} = 0.008 \times 60 \times 60 = 28.80 \text{ cm}^2$
- Poteau (55×55) :  $A_{min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.20 \text{ cm}^2$
- Poteau (50×50) :  $A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20.00 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45) :  $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.20 \text{ cm}^2$
- Poteau (40×40) :  $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35) :  $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{ cm}^2$
- Poteau (30×30) :  $A_{min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.20 \text{ cm}^2$

##### ➤ Le pourcentage maximal d'armatures :

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4 %** en zone courante et **6 %** en zone de recouvrement

##### ➤ Zone courante :

- Poteau (70×70) :  $A_{max} = 0.04 \times 70 \times 70 = 196 \text{ cm}^2$
- Poteau (65×65) :  $A_{max} = 0.04 \times 65 \times 65 = 169 \text{ cm}^2$
- Poteau (60×60) :  $A_{max} = 0.04 \times 60 \times 60 = 144 \text{ cm}^2$
- Poteau (55×55) :  $A_{max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$
- Poteau (50×50) :  $A_{max} = 0.04 \times 70 \times 70 = 100 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45) :  $A_{max} = 0.04 \times 70 \times 70 = 81 \text{ cm}^2$
- Poteau (40×40) :  $A_{max} = 0.04 \times 70 \times 70 = 64 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35) :  $A_{max} = 0.04 \times 70 \times 70 = 49 \text{ cm}^2$
- Poteau (30×30) :  $A_{max} = 0.04 \times 70 \times 70 = 36 \text{ cm}^2$



➤ **Zone de recouvrement :**

- Poteau (70×70) :  $A_{max} = 0.06 \times 70 \times 70 = 294 \text{ cm}^2$
- Poteau (65×65) :  $A_{max} = 0.06 \times 65 \times 65 = 253,5 \text{ cm}^2$
- Poteau (60×60) :  $A_{max} = 0.06 \times 60 \times 60 = 216 \text{ cm}^2$
- Poteau (55×55) :  $A_{max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181,5 \text{ cm}^2$
- Poteau (50×50) :  $A_{max} = 0.06 \times 70 \times 70 = 150 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45) :  $A_{max} = 0.06 \times 70 \times 70 = 121,5 \text{ cm}^2$
- Poteau (40×40) :  $A_{max} = 0.06 \times 70 \times 70 = 96 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35) :  $A_{max} = 0.06 \times 70 \times 70 = 73,5 \text{ cm}^2$
- Poteau (30×30) :  $A_{max} = 0.06 \times 70 \times 70 = 54 \text{ cm}^2$

• **Ferrailage :**

$A_{sx}$ : armatures dans le sens xx.

$A_{sy}$ : Armatures suivant le sens yy.

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{min}=0,008 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal	
		Zone courante $A_{max}=0,04 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Zone de recouvrement $A_{max}=0,06 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )
Poteau (70×70)	39.20	196	294
Poteau (65×65)	33.80	169	253,5
Poteau (60×60)	28.80	144	216
Poteau (55×55)	24.20	121	181,5
Poteau (50×50)	20.00	100	150
Poteau (45×45)	16.20	81	121,5
Poteau (40×40)	12.80	64	96
Poteau (35×35)	9.80	49	73,5
Poteau (30×30)	7.20	36	54

**Tableau V.I.1. Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA**

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur de recouvrement est  $L_r = 40 \phi_L$  en zone IIa
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doit être possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

**b) Armatures transversales (article 7.4.2.2 RPA99/VERSION 2003) :**

**NB :** Pour les Recommandations du RPA 2003 voir le détail de calcul des armatures transversales  
Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e} \text{ (R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2)}$$

$h$  : Hauteur totale de la section brute

$V_u$  : Effort tranchant du calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau.}$$

$I_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$$\left( \lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ où } \lambda_g = \frac{I_f}{b} \right)$$

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

### En zone IIa :

Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15\text{cm})$$

Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15\Phi_L^{\min}$$

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau .

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\Phi > 12\text{mm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_{\min}$ .

## V. I .2. Calcul des armatures à l'ELU :

### V. I .2.1. Les armatures longitudinales :

#### ↳ Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

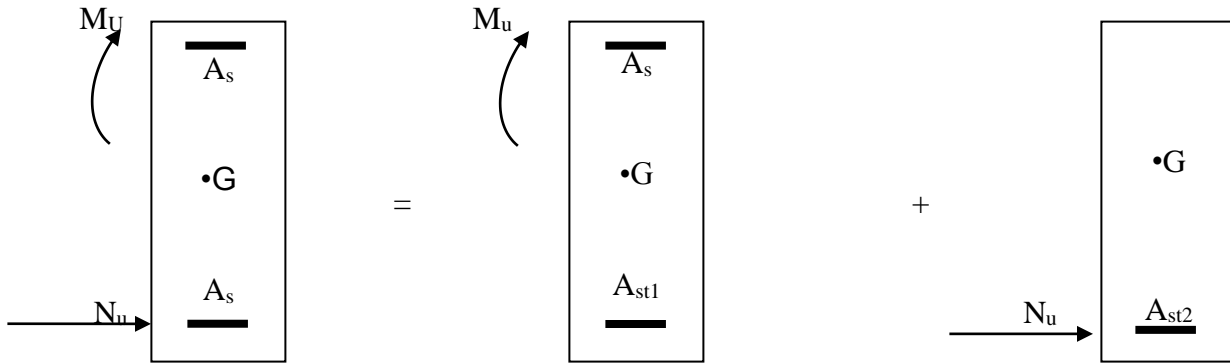
Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

**Calcul du centre de pression :**

$$e = \frac{Mu}{Nu}$$

**a) Section partiellement comprimée (SPC) :**



Si :  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

Si :  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \Rightarrow$  il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b \cdot h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

**Avec :**

$M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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

Si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

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

Si  $\mu_b < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  la section est simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \cdot A' = 0$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si  $A_s$  est négative  $A_s \geq \max \frac{bh}{1000} \cdot 0,23 bh \frac{ft_{28}}{f}$

Si  $\mu_b > \mu_1$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_1$  et  $A_1'$

On calcule :  $M_r = \mu_1 b d^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

- la section d'armature sera :

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est :  $A'_s = A'$  ,  $A_s = A_l - \frac{f_e}{\gamma_s}$

**Tableau V.I.2. Ferrailage des poteaux à l'ELU**

Niveau	Pot.	N	M	E (cm)	OBS	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Fer.	A <sub>adop.</sub> (cm <sup>2</sup> )
Salle de conférence	70x70	N <sub>max</sub> = -7030,83	M <sub>cor</sub> = 136,128	0,019	SEC	0	8,28	39.20	8HA20 +	41.21
		N <sub>min</sub> = -141,28	M <sub>cor</sub> = 188,287	0,637	SPC	0	5,51			
		M <sub>max</sub> = 694,912	N <sub>cor</sub> = - 748,41	0,929	SPC	0	25,21			
S/s – RDC	65x65	N <sub>max</sub> = -6569,61	M <sub>cor</sub> = 53,178	0,008	SEC	5,62	11,18	33.80	8HA20 +	41,21
		N <sub>min</sub> = 1536,22	M <sub>cor</sub> = 32,767	0,035	SET	17,71	20,69			
		M <sub>max</sub> = 350,256	N <sub>cor</sub> = - 2541,09	0,138	SEC	0	0			
1 <sup>er</sup> étage	60x60	N <sub>max</sub> = -5105,46	M <sub>cor</sub> = 125,06	0,024	SEC	0	7,82	28.80	6HA20 +	30.90
		N <sub>min</sub> = 564 ?3	M <sub>cor</sub> = 63,35	0,009	SET	3,89	10,22			
		M <sub>cor</sub> = 210,442	N <sub>max</sub> = -2255,21	0,093	SEC	0	0			
2 <sup>ème</sup> étage	55x55	N <sub>max</sub> = - 4440,40	M <sub>cor</sub> = 131,466	0,029	SEC	0	11,05	24.20	6HA20 +	28.07
		N <sub>min</sub> = 495,92	M <sub>cor</sub> = 85,144	0,172	SET	1,47	10,93			
		M <sub>cor</sub> = 266,333	N <sub>max</sub> = -1961,89	0,136	SEC	0	0			
3 <sup>ème</sup> étage	50x50	N <sub>max</sub> = -3799,58	M <sub>cor</sub> = 119,219	0,031	SEC	0	12,55	20.00	6HA16 +	21.36
		N <sub>min</sub> = -408,24	M <sub>c</sub> = 91,676	0,225	SET	0	10,76			
		M <sub>cor</sub> = 270,558	N <sub>max</sub> = -1667,66	0,162	SEC	0	0			
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étages	45x45	N <sub>max</sub> = -3178,45	M <sub>cor</sub> = 104,229	0,033	SEC	0	13,19	16.20	6HA14 +	18.46
		N <sub>min</sub> = 311,69	M <sub>cor</sub> = 75,728	0,243	SET	0	9,13			
		M <sub>cor</sub> = 297,558	N <sub>max</sub> = - 1105,23	0,269	SPC	0	10,84			
6 <sup>ème</sup> étage	40x40	N <sub>max</sub> = -1989,27	M <sub>cor</sub> = 87,9	0,045	SPT	4,79	0	12.80	6HA14 +	13.75
		N <sub>min</sub> = 133	M <sub>cor</sub> = 72,429	0,044	SET	0	7,17			
		M <sub>cor</sub> = 230,514	N <sub>max</sub> = -835,9	0,273	SPC	0	11,71			
7 <sup>ème</sup> étage	35x35	N <sub>max</sub> = - 1448,92	M <sub>cor</sub> = 8,865	0,007	SEC	0	0	9.80	4HA14 +	10.67
		N <sub>min</sub> = 75,87	M <sub>cor</sub> = 55,57	0,184	SET	0	5,88			
		M <sub>cor</sub> = 176,775	N <sub>max</sub> = - 587,84	0,297	SEC	0	13,15			
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages	30x30	N <sub>max</sub> = - 960,39	M <sub>cor</sub> = 7,483	0,008	SEC	0	0	7.20	4HA12 +	9.04
		N <sub>min</sub> = 66	M <sub>cor</sub> = 26,674	0,421	SEC	0	3,71			
		M <sub>cor</sub> = 114,479	N <sub>max</sub> = -156,30	0,725	SET	0,72	12,50			

## V.1.2 VERIFICATIONS A L'ELU

### V. I .2.1. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.  
Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales ;
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement ;
- Positionner les armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

#### 1) Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \quad \longrightarrow \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\phi_t$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par trois cadres en  $\phi_t 8$ .  
Soit ( 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>).

#### 2) Espacement des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2)

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \{10\phi_L^{\min}, 15\text{cm}\} = \min \{10.1.2 ; 15\text{cm}\} = 12\text{cm}$$

**S<sub>t</sub> = 10 cm**

- En zone courante :

$$S_t \leq 15 \times \phi_L^{\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

**S<sub>t</sub> = 15 cm**

#### 3) Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

Si  $\lambda_g \geq 5$  .....  $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3$  .....  $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  ..... interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

**b<sub>1</sub>** : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

**λ<sub>g</sub>** : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad l_f = 0.707 l_0$$

Avec : **l<sub>f</sub>** longueur de flambement du poteau.

**l<sub>0</sub>** hauteur libre du poteau.

- **Poteaux (70 x 70)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.20}{0.70} = 3.23 \quad (3 < \lambda_g \leq 5)$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.0055 \times 10 \times 70 = 3.85 \text{ cm}^2 < 6.28 \text{ cm}^2$  **CV**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.0055 \times 15 \times 70 = 5.78 \text{ cm}^2 < 6.28 \text{ cm}^2$  **CV**

- **Poteaux (65x 65)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.20}{0.65} = 3.48 \quad (3 < \lambda_g \leq 5)$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.0055 \times 10 \times 65 = 3.58 \text{ cm}^2 < 6.28 \text{ cm}^2$  **CV**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.0055 \times 15 \times 65 = 5.36 \text{ cm}^2 < 6.28 \text{ cm}^2$  **CV**

- **Poteaux (60 x60) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.20}{0.60} = 3.77 \quad (3 < \lambda_g \leq 5)$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.0055 \times 10 \times 60 = 3.30 \text{ cm}^2 < 6.28 \text{ cm}^2$  **CV**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.0055 \times 15 \times 60 = 4.95 \text{ cm}^2 < 6.28 \text{ cm}^2$  **CV**

- **Poteaux (55x 55)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.20}{0.55} = 4.11 \quad (3 < \lambda_g \leq 5)$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.0055 \times 10 \times 55 = 3.03 \text{ cm}^2 < 6.28 \text{ cm}^2$  **CV**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.0055 \times 15 \times 55 = 4.54 \text{ cm}^2 < 6.28 \text{ cm}^2$  **CV**

- **Poteaux (50x 50)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.20}{0.50} = 4.52 \quad (3 < \lambda_g \leq 5)$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.0055 \times 10 \times 50 = 2.75 \text{ cm}^2 < 6.28 \text{ cm}^2$  **CV**

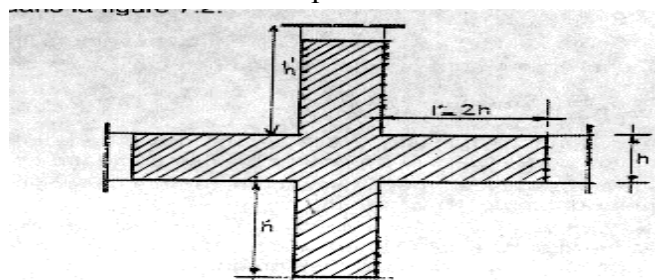
Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.0055 \times 15 \times 50 = 4.13 \text{ cm}^2 < 6.28 \text{ cm}^2$  **CV**

#### 4) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire



Delimitation de la zone nodale

- **Poteaux (70x 70)**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max} \left( \frac{320-40}{6}; 70; 70; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (46.67; 70; 70; 60)$$

$$h' = 70 \text{ cm}$$

- **Poteaux (65x 65) :**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max} \left( \frac{320-40}{6}; 65; 65; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (46.67; 65; 65; 60)$$

$$h' = 65 \text{ cm}$$

- **Poteaux (60 x 60)**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max} \left( \frac{320-40}{6}; 60; 60; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (46.67; 60; 60; 60)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

- **Poteaux (55 x 55)**

- **RDC :**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max} \left( \frac{320-40}{6}; 55; 55; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (46.67; 55; 55; 60)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

- **Poteaux (50 x 50)**

- **RDC :**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max} \left( \frac{320-40}{6}; 50; 50; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (46.67; 50; 50; 60)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

**5) La longueur minimale des recouvrements est de:**

Pour la **zone II** :  $L_r = 40\Phi$

$$\Phi 12 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\Phi 14 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\Phi 16 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\Phi 20 \longrightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \quad L_r = 80 \text{ cm}$$

**6) Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit

être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

- **Poteaux (70X70) :**

$$\tau_b = \frac{419.9 \times 10^3}{700 \times 650} = 0.92 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (65x65) :**

$$\tau_b = \frac{165.65 \times 10^3}{650 \times 600} = 0.42 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (60x60) :**

$$\tau_b = \frac{132.37 \times 10^3}{600 \times 550} = 0.40 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (55x55) :**

$$\tau_b = \frac{189.75 \times 10^3}{550 \times 500} = 0.69 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (50x50) :**

$$\tau_b = \frac{176.49 \times 10^3}{500 \times 450} = 0.78 \text{ MPa}$$

**Tableau V.3 :** Vérification des contraintes tangentielles.

Poteau	h (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
70x70	70	70	65	419.9	3.23	0.04	0.92	1	CV
65x65	65	65	60	165.65	3.48	0.04	0.42	1	CV
60x60	60	60	55	132.37	3.77	0.04	0.40	1	CV
55x55	55	55	50	189.75	4.11	0.04	0.69	1	CV
50x50	50	50	45	176.49	4.52	0.04	0.78	1	CV

**Conclusion :**

Les contraintes tangentielles sont vérifiées

## V.1.2 VERIFICATIONS A L'ELS:

☞ Selon BAEL 91 (Art A8.1.3) :

➤ Le diamètre :

Le diamètre des armatures transversales est ou moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

	Ns(KN)	Ms(KN.m)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	Obs	$\sigma_{Si}$ (MPa)	$\sigma_{Ss}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Obs
70 x70	$N_{max}=-4996,08$	$M_{cor}= 93,042$	7,01	9,19	15	CV	108,7	135,6	348	CV
	$N_{min}= -445,77$	$M_{cor}= 319,218$	0	5,06			-86,30	63,50		
	$M_{max} = 484,791$	$N_{cor}=-524,73$	0	7,5			-145,7	92,7		
65 x65	$N_{max}=-4672,68$	$M_{cor}= 37,047$	8,06	9,05	15	CV	122	134,6	348	CV
	$N_{min}= - 237,18$	$M_{cor}= 3,993$	0,38	0,49			5,83	7,19		
	$M_{max} = 178,417$	$N_{cor}=- 2244,74$	1,72	6,5			31,3	92		
60 x60	$N_{max}=-3634,81$	$M_{cor}= 88,603$	6,43	9,63	15	CV	100,4	140,5	348	CV
	$N_{min}= - 66,25$	$M_{cor}= 6,656$	0,03	0,27			0,69	3,7		
	$M_{max} = 98,361$	$N_{cor}=- 1808,24$	2,22	5,77			37,7	82,1		
55 x55	$N_{max}=- 3162,02$	$M_{cor}= 93,119$	6,02	10,3	15	CV	96,2	149,1	348	CV
	$N_{min}= - 1088,75$	$M_{cor}= 40,937$	1,87	3,76			30,6	53,9		
	$M_{max} = 101,477$	$N_{cor}=- 1545,94$	1,65	6,34			31,2	88,8		
50 x50	$N_{max}=-2706,36$	$M_{cor}= 84,238$	5,88	11,3	15	CV	96,3	160,7	348	CV
	$N_{min}= -924,79$	$M_{cor}= 40,671$	1,63	4,22			28,4	59,5		
	$M_{max} = 93,765$	$N_{cor}=- 1289,99$	1,1	7,07						
45 x45	$N_{max}=-2264,64$	$M_{cor}= 73,568$	5,54	12	15	CV	94	169,5	348	CV
	$N_{min}= -620,56$	$M_{cor}= 37,497$	0,76	4,06			16,8	55,3		
	$M_{max} = 95,312$	$N_{cor}=-824,26$	0	7,48			-3,81	97,7		
40x40	$N_{max}=-1418,82$	$M_{cor}= 61,9$	3,01	11,1	15	CV	60,4	151,7	348	CV
	$N_{min}= -475,83$	$M_{cor}= 33,643$	0,16	4,58			10,7	60,4		
	$M_{max} = 76,511$	$N_{cor}=-601,36$	0	8,39			-24,3	104,4		
35 x35	$N_{max}=-1037,62$	$M_{cor}= 6,105$	5,79	6,93	15	CV	89,3	101,5	348	CV
	$N_{min}= -340,91$	$M_{cor}= 28,686$	0	4,8			1,51	60,2		
	$M_{max} = 67,018$	$N_{cor}=-388,77$	0	9,63			671,3	108,4		
30 x30	$N_{max}=-688,28$	$M_{cor}= 5,134$	4,56	5,98	15	CV	71,9	86,1	348	CV
	$N_{min}= - 22,17$	$M_{cor}= 17,605$	0	3,26			-54,5	28,2		
	$M_{max} = 55,863$	$N_{cor}=-186,09$	0	10,9			-133,9	104,5		

## V.1.5 VERIFICATIONS A L'ELS

### V.1.5.1 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

### 1) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15(A_s + A'_s)$$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

### Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

### 2) Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

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 à déterminer par l'équation suivante :  $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_C = \frac{h}{2} + C_s \\ P = -3L_C^2 - \frac{90A'_s}{b} (L_C - c') + \frac{90A_s}{b} (d - L_C) \\ q = -2L_C^3 - \frac{90A'_s}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - L_C) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcule : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- Si  $\Delta \geq 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer :

$$t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si  $\Delta \leq 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

Avec :  $\cos\varphi = \frac{3q}{2q} \sqrt{\frac{3}{|P|}}$  et  $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{8} y_1^3 + 15 [A_S (d - y_1)^2 + A'_S (y_1 + c')^2]$$

Enfinement :  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

$\sigma_{bs}$  : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{ss}$  : Contrainte max dans les aciers supérieure.

$\sigma_{bi}$  : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{si}$  : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant

niveau	N (KN)	M(KN.m)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{ss}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\sigma_{si}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
40x40	$N_{max} = 1052.51$	$M_{cor} = 2.1$	5.95	89	5.66	85.2	15	CV
	$N_{min} = 140.13$	$M_{cor} = 6.11$	1.21	17.4	0.34	5.75	15	CV
	$N_{cor} = 469.17$	$M_{max} = -11.37$	3.39	49.7	1.78	27.9	15	CV
35x35	$N_{max} = 989.49$	$M_{cor} = 7.71$	7.97	118.1	6.32	96.2	15	CV
	$N_{min} = 33.45$	$M_{cor} = -3.78$	0.68	9.42	0	-3.16	15	CV
	$N_{cor} = 259.73$	$M_{max} = 23.18$	4.42	61.9	0	-7.19	15	CV
30x30	$N_{max} = 294.20$	$M_{cor} = 11.55$	4.76	67.5	0.92	17.7	15	CV
	$N_{min} = -5.31$	$M_{cor} = -3.98$	0.96	11.3	0	-29.2	15	CV
	$N_{cor} = 75.06$	$M_{max} = 22.27$	5.68	70.5	0	-121.9	15	CV

**Tableau V.4** : vérifications à l'ELS

	Ns(KN)	Ms(KN.m)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	Obs	$\sigma_{Si}$ (MPa)	$\sigma_{Ss}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Obs
<b>70 x 70</b>	N <sub>max</sub> =-4996,08	M <sub>cor</sub> = 93,042	7,01	9,19	<b>15</b>	<b>CV</b>	108,7	135,6	348	CV
	N <sub>min</sub> = -445,77	M <sub>cor</sub> = 319,218	0	5,06			-86,30	63,50		
	M <sub>max</sub> = 484,791	N <sub>cor</sub> =-524,73	0	7,5			-145,7	92,7		
<b>65 x 65</b>	N <sub>max</sub> =-4672,68	M <sub>cor</sub> = 37,047	8,06	9,05	<b>15</b>	<b>CV</b>	122	134,6	348	CV
	N <sub>min</sub> = - 237,18	M <sub>cor</sub> = 3,993	0,38	0,49			5,83	7,19		
	M <sub>max</sub> = 178,417	N <sub>cor</sub> =- 2244,74	1,72	6,5			31,3	92		
<b>60 x 60</b>	N <sub>max</sub> =-3634,81	M <sub>cor</sub> = 88,603	6,43	9,63	<b>15</b>	<b>CV</b>	100,4	140,5	348	CV
	N <sub>min</sub> = - 66,25	M <sub>cor</sub> = 6,656	0,03	0,27			0,69	3,7		
	M <sub>max</sub> = 98,361	N <sub>cor</sub> =- 1808,24	2,22	5,77			37,7	82,1		
<b>55 x 55</b>	N <sub>max</sub> =- 3162,02	M <sub>cor</sub> = 93,119	6,02	10,3	<b>15</b>	<b>CV</b>	96,2	149,1	348	CV
	N <sub>min</sub> = - 1088,75	M <sub>cor</sub> = 40,937	1,87	3,76			30,6	53,9		
	M <sub>max</sub> = 101,477	N <sub>cor</sub> =- 1545,94	1,65	6,34			31,2	88,8		
<b>50 x 50</b>	N <sub>max</sub> =-2706,36	M <sub>cor</sub> = 84,238	5,88	11,3	<b>15</b>	<b>CV</b>	96,3	160,7	348	CV
	N <sub>min</sub> = -924,79	M <sub>cor</sub> = 40,671	1,63	4,22			28,4	59,5		
	M <sub>max</sub> = 93,765	N <sub>cor</sub> =- 1289,99	1,1	7,07						
<b>45 x 45</b>	N <sub>max</sub> =-2264,64	M <sub>cor</sub> = 73,568	5,54	12	<b>15</b>	<b>CV</b>	94	169,5	348	CV
	N <sub>min</sub> = -620,56	M <sub>cor</sub> = 37,497	0,76	4,06			16,8	55,3		
	M <sub>max</sub> = 95,312	N <sub>cor</sub> =-824,26	0	7,48			-3,81	97,7		
<b>40x40</b>	N <sub>max</sub> =-1418,82	M <sub>cor</sub> = 61,9	3,01	11,1	<b>15</b>	<b>CV</b>	60,4	151,7	348	CV
	N <sub>min</sub> = -475,83	M <sub>cor</sub> = 33,643	0,16	4,58			10,7	60,4		
	M <sub>max</sub> = 76,511	N <sub>cor</sub> =-601,36	0	8,39			-24,3	104,4		
<b>35 x 35</b>	N <sub>max</sub> =-1037,62	M <sub>cor</sub> = 6,105	5,79	6,93	<b>15</b>	<b>CV</b>	89,3	101,5	348	CV
	N <sub>min</sub> = -340,91	M <sub>cor</sub> = 28,686	0	4,8			1,51	60,2		
	M <sub>max</sub> = 67,018	N <sub>cor</sub> =-388,77	0	9,63			671,3	108,4		
<b>30 x 30</b>	N <sub>max</sub> =-688,28	M <sub>cor</sub> = 5,134	4,56	5,98	<b>15</b>	<b>CV</b>	71,9	86,1	348	CV
	N <sub>min</sub> = - 22,17	M <sub>cor</sub> = 17,605	0	3,26			-54,5	28,2		
	M <sub>max</sub> = 55,863	N <sub>cor</sub> =-186,09	0	10,9			-133,9	104,5		

### Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

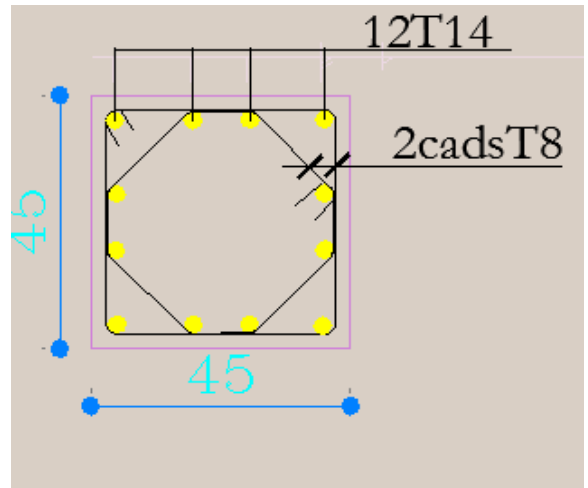
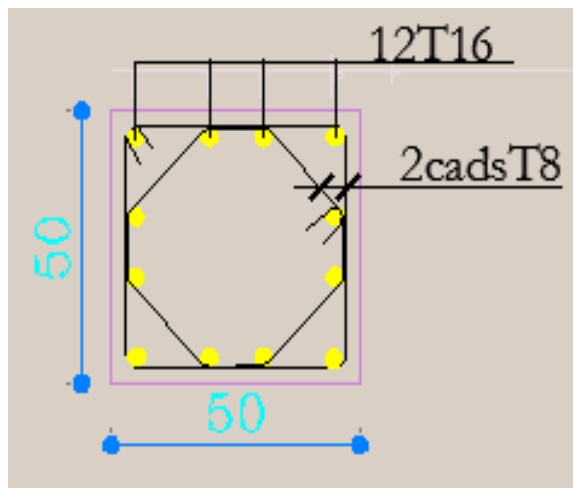
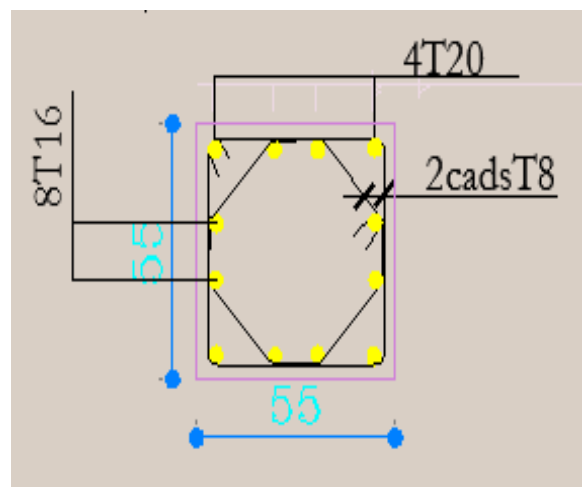
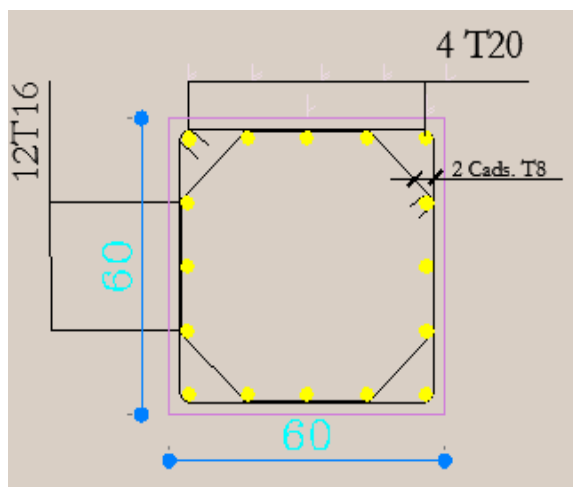
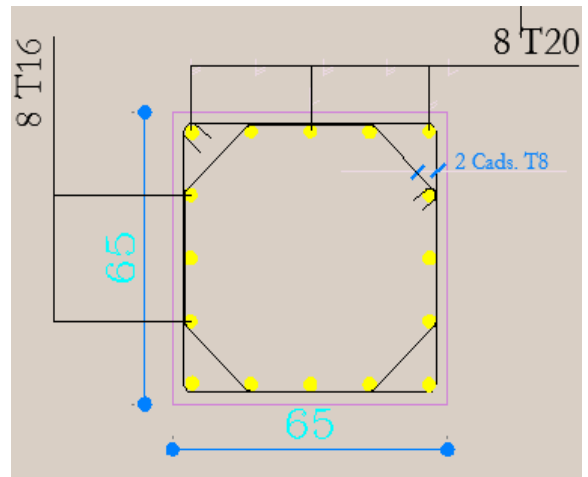
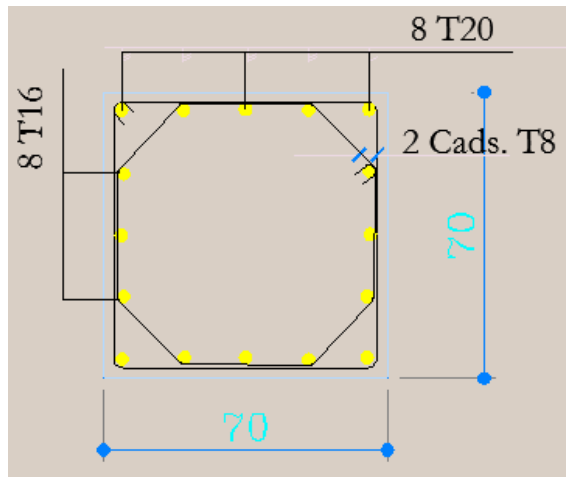
### V.1.5.2 CONDITION DE NON FRAGILITE :

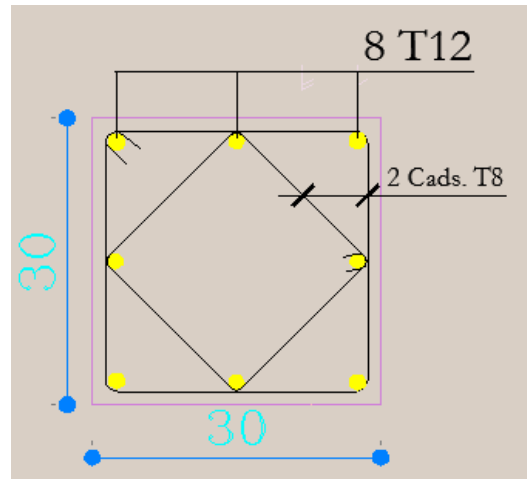
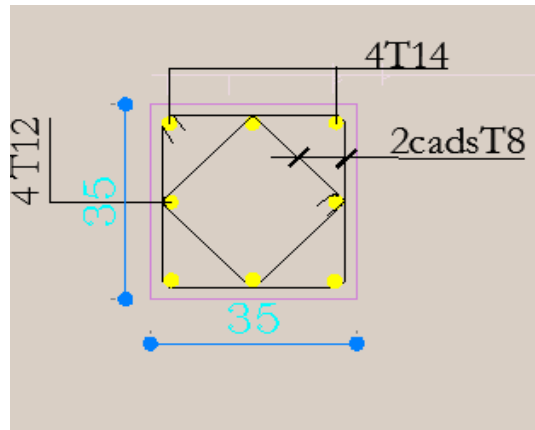
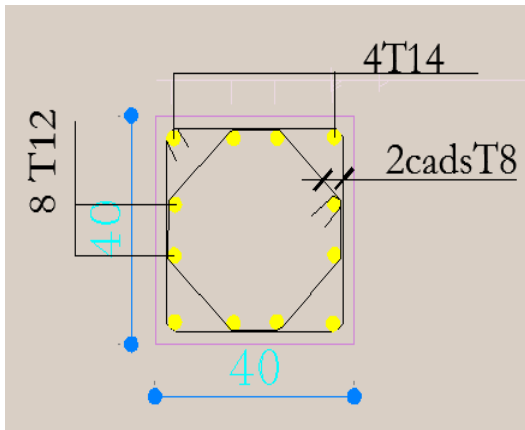
$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_c} \left( \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) bd$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

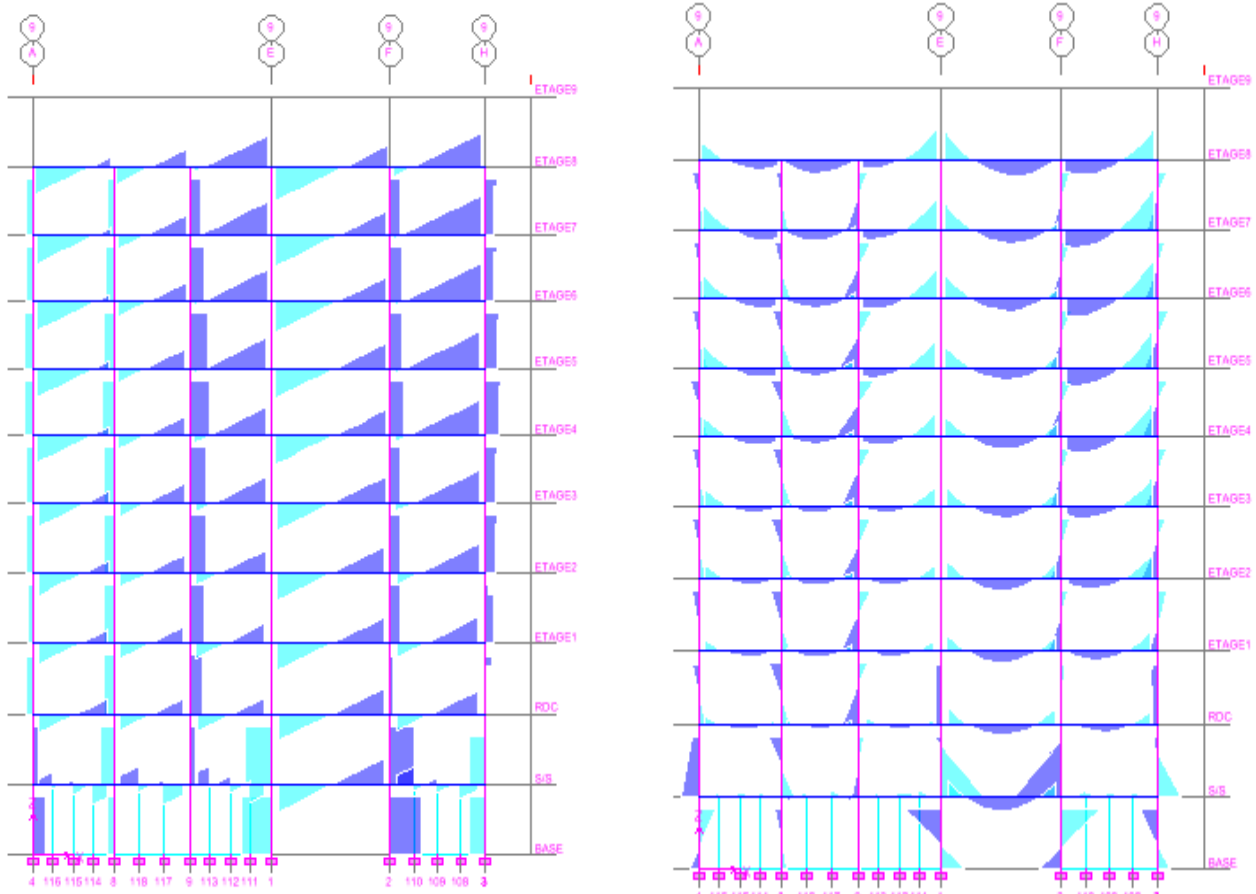
	Ns(KN)	Ms(KN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Obs
<b>70 x 70</b>	N <sub>max</sub> =-4996,08	M <sub>cor</sub> = 93,042	1,86	9,19	41.21	CV
	N <sub>min</sub> = -445,77	M <sub>cor</sub> = 319,218	7,16	5,06		
	M <sub>max</sub> = 484,791	N <sub>cor</sub> =-524,73	9,24	7,5		
<b>65 x 65</b>	N <sub>max</sub> =-4672,68	M <sub>cor</sub> = 37,047	0,79	9,05	41,21	CV
	N <sub>min</sub> = - 237,18	M <sub>cor</sub> = 3,993	1,68	0,49		
	M <sub>max</sub> = 178,417	N <sub>cor</sub> =- 2244,74	7,9	6,5		
<b>60 x 60</b>	N <sub>max</sub> =-3634,81	M <sub>cor</sub> = 88,603	2,4	9,63	30.90	CV
	N <sub>min</sub> = - 66,25	M <sub>cor</sub> = 6,656	10,20	0,27		
	M <sub>max</sub> = 98,361	N <sub>cor</sub> =- 1808,24	5,44	5,77		
<b>55 x 55</b>	N <sub>max</sub> =- 3162,02	M <sub>cor</sub> = 93,119	2,9	10,3	28.07	CV
	N <sub>min</sub> = - 1088,75	M <sub>cor</sub> = 40,937	3,7	3,76		
	M <sub>max</sub> = 101,477	N <sub>cor</sub> =- 1545,94	6,5	6,34		
<b>50 x 50</b>	N <sub>max</sub> =-2706,36	M <sub>cor</sub> = 84,238	3,1	11,3	21.36	CV
	N <sub>min</sub> = -924,79	M <sub>cor</sub> = 40,671	4,3	4,22		
	M <sub>max</sub> = 93,765	N <sub>cor</sub> =- 1289,99	7,2	7,07		
<b>45 x 45</b>	N <sub>max</sub> =-2264,64	M <sub>cor</sub> = 73,568	3,2	12	18.46	CV
	N <sub>min</sub> = -620,56	M <sub>cor</sub> = 37,497	6,04	4,06		
	M <sub>max</sub> = 95,312	N <sub>cor</sub> =-824,26	1,15	7,48		
<b>40x40</b>	N <sub>max</sub> =-1418,82	M <sub>cor</sub> = 61,9	4,3	11,1	13.56	CV
	N <sub>min</sub> = -475,83	M <sub>cor</sub> = 33,643	7,07	4,58		
	M <sub>max</sub> = 76,511	N <sub>cor</sub> =-601,36	12,7	8,39		
<b>35 x 35</b>	N <sub>max</sub> =-1037,62	M <sub>cor</sub> = 6,105	0,59	6,93	13.56	CV
	N <sub>min</sub> = -340,91	M <sub>cor</sub> = 28,686	8,4	4,8		
	M <sub>max</sub> = 67,018	N <sub>cor</sub> =-388,77	17,24	9,63		
<b>30 x 30</b>	N <sub>max</sub> =-688,28	M <sub>cor</sub> = 5,134	0,75	5,98	13.56	CV
	N <sub>min</sub> = - 22,17	M <sub>cor</sub> = 17,605	79,4	3,26		
	M <sub>max</sub> = 55,863	N <sub>cor</sub> =-186,09	30,02	10,9		

**Tableau V.5:** vérifications Condition de nom fragilité.





## V.2. Ferrailage des Poutres :



### V-2.1) Introduction :

Les poutres seront ferrillées à l'ELU en flexion simple et vérifiées à l'ELS.

Les aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront déterminés en fonction des moments fléchissant maximums pour les deux situations suivantes :

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	21.74	400	400

**Tableau :** Situations et coefficients de calcul.

La sollicitation maximale est déterminée par les combinaisons suivantes :

- a-  $1,35 G + 1,5 Q \rightarrow$  ELU
- b-  $G + Q \pm E \rightarrow$  RPA 2003
- $0,8G \pm E \rightarrow$  RPA 2003

## V.2.2) Recommandation du RPA99 version 2003 :

### V.2.2-a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur tout la longueur de la poutre est de : 0.5 % en tout section.

Poutres principales :  $A_{\min} = 0.005 \times 90 \times 50 = 22,5 \text{ cm}^2$

Poutres principales :  $A_{\min} = 0.005 \times 55 \times 35 = 9,625 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

Poutres principales :  $A_{\max} = 0,04 \times 55 \times 35 = 77 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire :  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$

⇒ En zone de recouvrement :

Poutre principale :  $A_{\max} = 0,06 \times 55 \times 35 = 115,5 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire :  $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$

- La longueur de recouvrement est de :  $40\Phi$  (zone II a)

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectuées avec des crochets à  $90^\circ$ .

- Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

-Les cadres de nœuds disposées comme armatures transversales des poteaux, sont constituées de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, la direction de recouvrement de ces U doivent être alterner.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à supposer à la poussée au vide des crochets droit des armatures longitudinales des poutres.

### V.2.2-b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

-L'espacement maximal entre les armatures transversales est données comme suit :

$$S_t = \min ( h/4 ; 12\Phi ) \quad \rightarrow \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 \quad \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale}$$

La valeur de diamètre  $\Phi_t$  des armatures longitudinales à adopter est le plus petit diamètre utiliser et, dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

### V.2.3) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivant :

Soit

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

Pour les FeE400

Si  $\mu_b < \mu_l \Rightarrow$  Section simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$  Section doublement armée

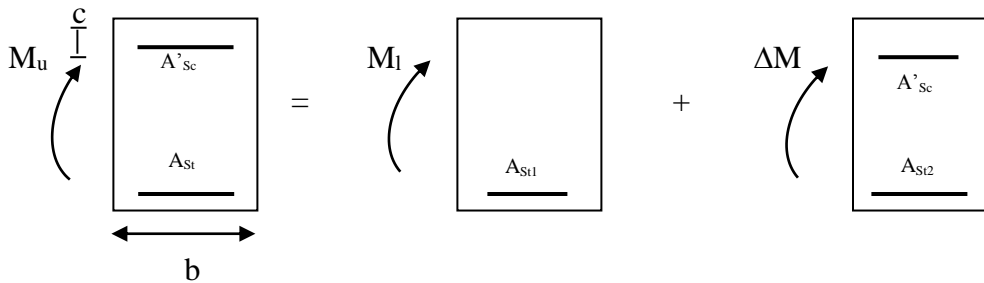
- Section sans armatures comprimées ( $A'_{sc} = 0$ ) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

- Section avec armatures comprimées ( $A'_s \neq 0$ ) :

$$\mu_b > \mu_l = 0,392$$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.



**ferraillage la poutre doublement armée**

$A_{st}$  : La section d'acier inférieure tendue,

$A'_{sc}$  : La section d'acier supérieure comprimée.

$$M_u = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$A_{st1} = \frac{M_l}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$$

$$A'_{sc} = A_{st2} \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - c')}$$

## - Calcul des armatures longitudinales :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenues par les calculs comme suit

### 1. Etude des poutres principales :

#### a. Ferrailage des poutres principales non adhérents aux voiles :

Nature	Mu (KN.m)	$\mu$	COMB	OBS	A cal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	As adoptée	Ferrailage
Travée	183,655	0,010	ACCI	SSA	9,93	9,625	12,56	4HA16+4HA12
Appuis	265,961	0,214	Courante	SSA	16,63	9,625	17,08	4HA20+4HA12

#### b-Ferrailage des poutres principales adhérentes aux voiles :

Nature	Mu (KN.m)	$\mu$	COMB	OBS	A cal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	As adoptée	Ferrailage
Travée	299,11	0,157	ACCI	SSA	16,00	9,625	17,08	6HA16+6HA12
Appuis	452,477	0,238	ACCI	SSA	26,08	9,625	28,07	6HA20+6HA14

### 2.Etude des poutres principales(90X50) :

Nature	Mu (KN.m)	$\mu$	COMB	OBS	A cal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	As adoptée	Ferrailage
Travée	700,836	0,089	Courante	SSA	25,61	22,5	25,62	6HA20+6HA12
Appuis	892,162	0,174	Courante	SSA	32,82	22,5	34,36	8HA20+6HA14

### 3. Etude des poutres secondaires :

#### a. Ferrailage des poutres secondaires non adhérents aux voiles :

Nature	Mu (KN.m)	$\mu$	COMB	OBS	A cal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	As adoptée	Ferrailage
Travée	43,962	0,035	Courante	SSA	2,69	6	8,01	3HA14+3HA12
Appuis	112,853	0,059	ACCI	SSA	6,04	6	9,24	3HA14+3HA14

#### b. Ferrailage des poutres secondaires adhérentes aux voiles :

Nature	Mu (KN.m)	$\mu$	COMB	OBS	A cal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	As adoptée	Ferrailage
Travée	63,167	0,051	Courante	SSA	3,82	6	8,01	3HA14+3HA12
Appuis	190,987	0,154	courante	SSA	11,74	6	12,06	3HA16+3HA16

## V.2.4)Vérification à l'ELU :

### 1-) Vérification de la condition de non fragilité :

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \text{ bd } \frac{f_{t28}}{f_e}$$

-Pour les poutres principales (50 × 90) :  $A_{\min} = 5.13 \text{ cm}^2$

-Pour les poutres principales (35 × 55) :  $A_{\min} = 1.36 \text{ cm}^2$

-Pour les poutres secondaires (30 × 40)  $A_{\min} = 1.36 \text{ cm}^2$

$A_s \geq A_{\min}$  —> donc : la condition de non fragilité est vérifiée.

### 2-) Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL 91 .art A.5.1) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification

est conduite à partir de la contrainte tangente  $\langle \tau_u \rangle$  ; prise conventionnellement égale à :

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

avec  $T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU

- pour la fissuration non préjudiciables :  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$

#### a)-pour les poutres transversales ( 55x 35) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{160,961 \times 10^3}{350 \times 500} = 0,92 \text{ MPa}$$

#### b)-pour les poutres transversales (90X50) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{536,441 \times 10^3}{500 \times 850} = 1,26 \text{ MPa}$$

#### c)-pour les poutres longitudinales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{157,95 \times 10^3}{300 \times 350} = 1,5 \text{ MPa}$$

On a :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  Donc :les contraintes sont vérifiées .

### 3)-Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21) :

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3,33 MPa.$$

Poutres principales(55X35) :  $\tau_u = 0,92 MPa < 3.33 MPa$  .....La condition est vérifiée.

Poutres principales(90X50) :  $\tau_u = 0,92 MPa < 3.33 MPa$  .....La condition est vérifiée.

Poutres secondaires :  $\tau_u = 1,5 MPa < 3.33 MPa$  .....La condition est vérifiée

### 4)-Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (art .A.5.1, BAEL 91) :

La section d'armatures inférieures :  $A \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d}\right) \frac{1}{\sigma_s}$

- pour les poutres transversales(55X35) :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = \left( 160,53 - \frac{265,961}{0.9 \times 0.5} \right) \frac{1}{348} = -1,24 < 0$
- pour les poutres transversales(90X50) :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = \left( 536,44 - \frac{832,162}{0.9 \times 0,85} \right) \frac{1}{348} = -1,24 < 0$
- pour les poutres longitudinales :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = \left( 157,95 - \frac{190,987}{0.9 \times 0.35} \right) \frac{1}{348} = -1,28 < 0$

Donc : les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

### 5)-Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (BAEL91.art A.5.1.32)$$

- Poutres principales (55X35) :

$$T_u = 160,53 kN < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.50 \times 0.35 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1050 kN.$$

- Poutres principales (90X50) :

$$T_u = 536,44 kN < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.85 \times 0.5 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 2550 kN.$$

- **Poutres secondaires** :  $T_u = 157,95kN < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.35 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 630kN$  .

### 6)-Vérification de la contrainte d'adhérence acier –béton :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \text{ pour l'acier H.A}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{avec } \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

- **Pour les poutres transversales (55X35)** :  $\tau_s = \frac{160,53 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,50 \times 0,6405} = 0,56 \text{MPa}$

◇ (  $\sum u = 64,05 \text{ cm}$  )

- **Pour les poutres transversales (90X50)** :  $\tau_s = \frac{536,44 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,85 \times 0,7662} = 0,92 \text{MPa}$

◇ (  $\sum u = 76,62 \text{ cm}$  )

- **Pour les poutres longitudinales** :  $\tau_s = \frac{157,95 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,350 \times 0,45216} = 1,11 \text{MPa}$

◇ (  $\sum u = 45,216 \text{ cm}$  )

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

### 7)-Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi x f_e}{4 x \tau_e} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_e = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour  $\phi 14$  :  $L_s = 49.39 \text{ cm}$

- Pour  $\phi 16$  :  $L_s = 56.43 \text{ cm}$

- Pour  $\phi 12$  :  $L_s = 42.32 \text{ cm}$

- Pour  $\phi 20$  :  $L_s = 70.54 \text{ cm}$ .

Les règles du (BAEL 91 .art.A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée ,mesurée hors crochet ,au moins égale à  $0.4 L_a$  pour les acier H.A .

- Pour  $\phi$  16 :  $La=22.57\text{cm}$ .
- Pour  $\phi$  14 :  $La=19.75\text{cm}$ .
- Pour  $\phi$  12 :  $La=16.92\text{cm}$ .
- Pour  $\phi$  20 :  $La=28,22\text{cm}$ .

## V-2-4) Calcul des armatures transversales :

### a) poutres principales (90X50) :

D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12) le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{b}{19} ; \frac{h}{35} ; \phi_l \right\} = \min(26,31 ; 25,71 ; 12 )$$

$\phi_l$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit :  $\phi_l = 10\text{mm}$

La section des armatures transversales :

On choisira un cadre et un étrier.  $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$

#### • Calcul des espacements :

► **zone nodale (appuis):**  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30\text{cm} \right\}$

$$S_t \leq \min \{ 22,5 ; 14,4 \}$$

Soit :  $S_t = 10\text{cm}$

► **zone courante (travée):**  $S'_t \leq \frac{h}{2}$  donc  $S'_t \leq 45\text{ cm}$

Soit :  $S'_t = 20\text{ cm}$

### a) poutres principales (55X35) :

D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12) le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{b}{19} ; \frac{h}{35} ; \phi_l \right\} = \min(18,42 ; 15,7 ; 12 )$$

$\phi_l$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit :  $\phi_l = 10\text{mm}$

La section des armatures transversales :

On choisira un cadre et un étrier.  $A_t = 4\text{HA} = 3,14\text{cm}^2$

#### • Calcul des espacements :

► **zone nodale (appuis):**  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30\text{cm} \right\}$

$$S_t \leq \min \{ 13,75 ; 14,4 \}$$

Soit :  $S_t = 10\text{cm}$

► **zone courante (travée):**  $S_t' \leq \frac{h}{2}$  donc  $S_t' \leq 27,5 \text{ cm}$

Soit :  $S_t' = 20 \text{ cm}$

### b) poutres secondaires :

D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12) le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{19} ; \frac{h}{35} ; \phi_l \right\} = \min \{ 15,78 ; 15,7 ; 12 \}$$

$\phi_l$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section des armatures transversales :

On choisira un cadre et un étrier.  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

### • Calcul des espacements :

► **zone nodale :**  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_t \right\}$

$$S_t \leq \min \{ 13,75 ; 14,4 \}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

► **zone courante :**  $S_t' \leq \frac{h}{2}$  donc  $S_t' \leq 27,5 \text{ cm}$

Soit :  $S_t' = 20 \text{ cm}$

**Remarque :** pour les poutres secondaires ; on adopte le même espacement dans les deux zones.

**Donc :** soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

### ❖ Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2xh$$

$$H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} , b_1 , h_1 , 60 \text{ cm} \right\}$$

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau

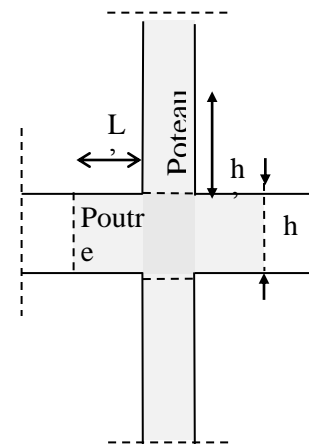
$h_e$  : hauteur entre nus des poutres

Donc on aura :

$$H' = 60 \text{ cm}$$

$L' = 2x55 = 110 \text{ cm}$  ; pour les poutres principales.

$L' = 2x40 = 80 \text{ cm}$  ; pour les poutres secondaires.



FigVI-2-1 Délimitation de la zone nodale

### Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

### V-2-5) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{cm}^2 \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{cm}^2 \text{ Pour les poutres principales(55X35).}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{cm}^2 \text{ Pour les poutres principales(90X50).}$$

$$A = 3,14 \text{m}^2 > A_t^{\min} = 1.5 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### V-2-6) Vérification à l'ELS :

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

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.

#### - Etat limite de déformation :

#### ✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

#### ✓ Etat limite de résistance du béton en compression :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{avec } K = 1/K_1$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad (A : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$\sigma_s$  : la contrainte dans l'acier

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$$

. Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

• Poutres principales (55X35) :

- Ferrailage des poutres principales non adhérents aux voiles :

	$M_{smax}$ (KN.m)	As ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
En travée	129,476	12,56	0,718	0,837	25,65	246,32	9,60	15	Cv
En appuis	182,072	17,08	0,976	0,822	21,23	259,37	12,22		

- Ferrailage de poutres principales adhérentes aux voiles :

	$M_{smax}$ (KN.m)	As ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
En travée	82,773	17,08	0,976	0,822	21,23	117,91	5,55	15	CV
En appuis	158,348	28,07	1,604	0,795	15,30	141,92	9,28		

• Poutres principales (90X50) :

	$M_{smax}$ (KN.m)	As ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs
En travée	626,271	25,61	0,603	0,845	24,48	340,47	13,91	15	CV
En appuis	490,99	32,82	0,772	0,834	24,68	211,03	8,55		

- Ferrailage des poutres secondaires non adhérents aux voiles :

	$M_{smax}$ (KN.m)	As ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs
En travée	30,813	8,01	0,763	0,834	24,68	131,79	5,34	15	CV
En appuis	101,238	13,56	1,291	0,807	17,68	264,33	14,95		

- Ferrailage des poutres secondaires adhérents aux voiles :

	$M_{smax}$ (KN.m)	As ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs
En travée	44,591	8,01	0,763	0,834	24,68	190,71	7,73	15	CV
En appuis	83,433	12,06	1,149	0,814	19,25	242,83	12,61		

### Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E<sub>3</sub>, concernant 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
  - A  $\frac{1}{5}$  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.
  - A  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
  - La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

### V.2.7. Ferrailage des poutres de chaînage :

#### **V. 2.7.1. Recommandations du RPA99 version 2003 :**

##### **A. Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de **0.5%** en toute section.

➤ **Poutre de chaînage** :  $A_{min} = 0.005 \times 20 \times 40 = 4 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante ; et de **6%** en zone de recouvrement.

- **En zone courante :**

➤ **Poutres de chaînage** :  $A_{max} = 0.04 \times 20 \times 40 = 32 \text{ cm}^2$

- **En zone de recouvrement**

➤ **Poutres de chaînage** :  $A_{max} = 0.06 \times 20 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

## V.2.8.Ferraillage des poutres :

### - Ferraillage des Poutres de chainage (20x40) :

Nature	Mu (KN.m)	$\mu$	COMB	OBS	A cal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	As adoptée	As adoptée
Travée	53,266	0,154	courante	SSA	4,56	4	6,78	3HA12+3HA12
Appuis	38,049	0,071	ACCI	SSA	2,89	4	6,78	3HA112+3HA12

### V.2. 8. 1.Vérification à l'ELU :

#### 1) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

#### ➤ Poutres de chainage :(20x40) :

$$A_{\min} = 0.23 \times 20 \times 35 \times \frac{2.1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2$$

D'où : **Poutres de chainage :**  $A_s = 6,78 > A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2$

## V.2.9 JUSTIFICATION SOUS SOLLICITATION D'EFFORT TRANCHANT (BAEL91.ART A.5.1) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$T_u^{\max}$ : Effort tranchant max à l'ELU

$$\text{Poutres de chainage : } \tau_u = \frac{14,22 \times 10^3}{200 \times 350} = 0,20 \text{ MPa}$$

### Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21) :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < 3.33\text{MPa} \quad \text{cv}$$

- INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT SUR BETON AU NIVEAU DES APPUIS :

1) Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

**Poutres de chaînage :**  $T_u = 14,22\text{kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,20 \times 0,35 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 420\text{kN}.$

2) Influence sur les armatures :

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d}$$

D'ou  $A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$

**Poutres de chaînage :**  $14,22 - \frac{38,049}{0,9 \times 0,35} = -106,57 < 0.$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- VERIFICATION DE L'ADHERENCE ET DE L'ENTRAINEMENT DES BARRES (BAEL91ART.6.1. 3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\Psi = 1,5 \text{ pour le HA}$$

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

Avec :  $\sum U_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

- Poutres de chaînage :

3HA12+3HA12  $\sum U_i = n. \pi. \phi = (3 \times 3,14 \times 1,2 + 3 \times 3,14 \times 1,2) = 22,608 \text{ cm}$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{14,22 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,35 \times 0,22608} = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Cv}$$

**- CALCUL DE LA LONGUEUR DE SCÈLEMENT DROIT DES BARRES**  
**(BAEL91 ART A6-1.2.1) :**

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 42.33$  cm

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0.4 l_s$  » pour barre à haute adhérence.

Pour les  $\Phi 12$  :  $0.4 l_s = 16.93$  cm

**- CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

➤ **Poutres de chaînage :**  $\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(11,42 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) = 11,42 \text{ mm}$

Soit  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**1) Calcul des espacements :**

**-Zone nodale :**

**-Poutre chaînage de (20x40):**

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1,2, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 14,4, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

**Zone courante :**  $S_t' \leq \frac{h}{2}$

Poutre de chaînage de (20x40):  $S_t' = 20 \text{ cm}$

**1) Délimitation de la zone nodale**

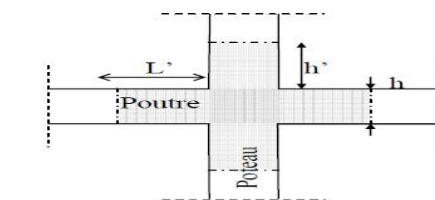
$$L' = 2xh$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right\}$$

$h$  : hauteur de la poutre .

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau .

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).



« Délimitation de la zone nodale »

on aura :

$$h' = \max \left\{ \frac{400}{6}, 60, 60, 60 \text{ cm} \right\} = \max (66,66 \text{ cm}; 20 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 60 \text{ cm})$$

$$h' = 66,66 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} : \text{ poutre de chaînage de } (20 \times 40)$$

### Remarque

Le premier cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

### Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$\text{- Poutre de chaînage : } A_t^{\min} = 0,003 S_b = 0,003 \times 10 \times 20 = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0,6 \text{ cm}^2 \quad \text{cv}$$

## V .2.10 VERIFICATION A L'ELS:

### V .2.10.1 ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).

- Etat limite de résistance du béton à la compression.

- Etat limite de déformation :

Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$  (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

$$K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ sont tirés des tableaux en fonction de } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$$

**Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants**

• **Poutres de chaînage :**

	$M_{smax}$ (KN.m)	As ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	K1	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	37,479	6,78	0,969	0,822	21,23	192,14	9,05	15	CV
En appuis	22,609	6,78	0,969	0,822	21,23	115,91	5,46		

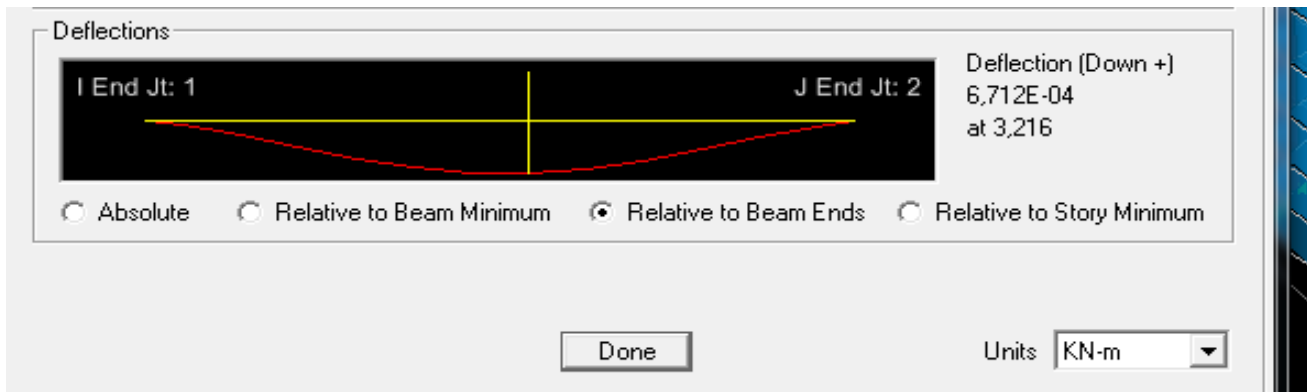
- **ETAT LIMITE DE DEFORMATION :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

**Calcul de la flèche :**

Les règles du BAEL (Art B.6.5.2 BAEL 91 modifier 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associées au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

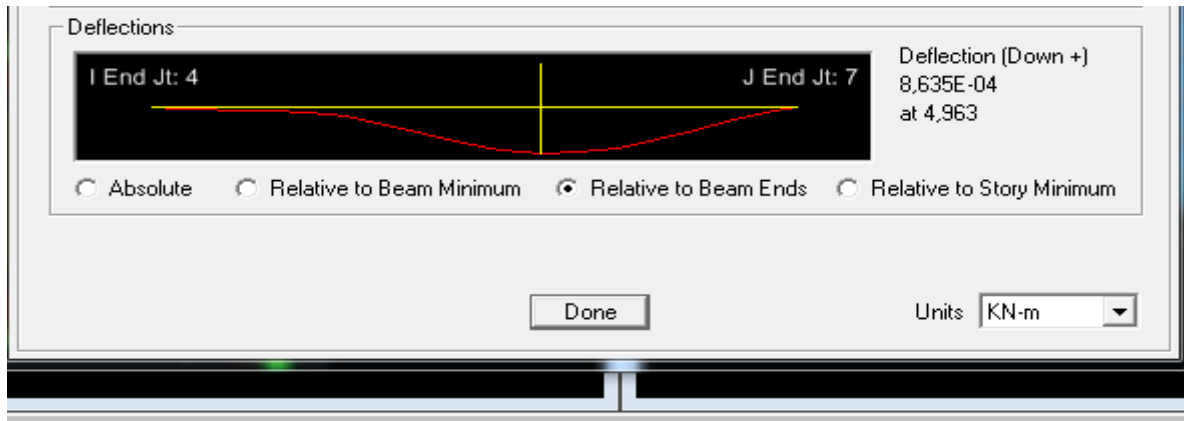
- **SENS XX :**



Dans notre cas la flèche est donnée par L'etabs :  $F = 0.000671$

$$\overline{f} = \frac{595}{500} = 1,19 > f = 0,000671 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

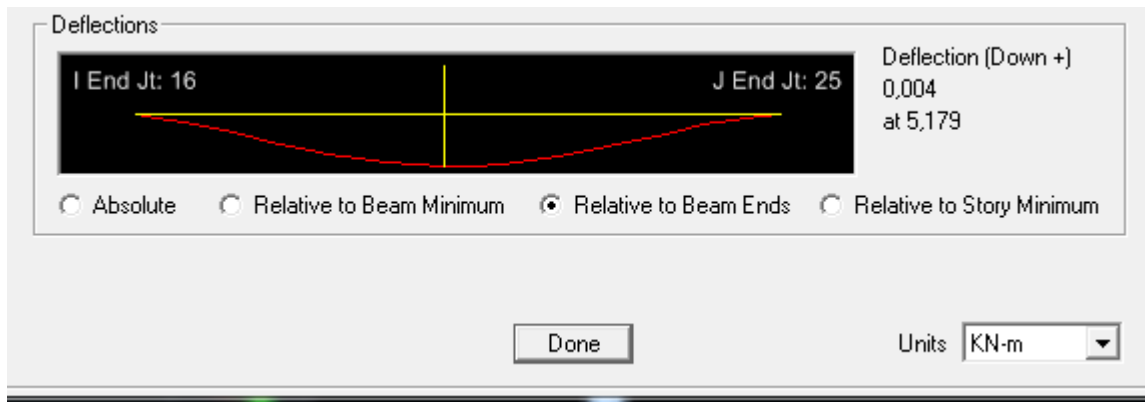
- **SENS YY (55X35) :**



Dans notre cas la flèche est donnée par L'etabs : F= 0.000863

$$\bar{f} = \frac{825}{500} = 1,65 > f = 0,000863 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **SENS yy (90X50) :**

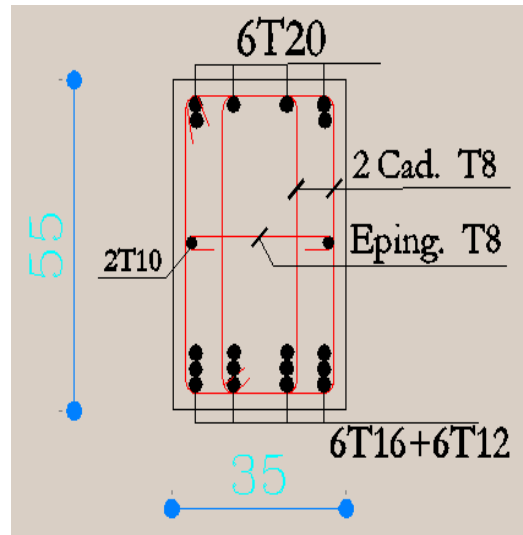
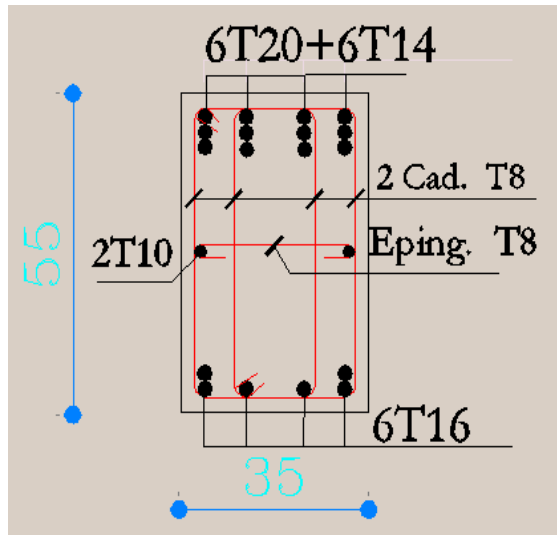
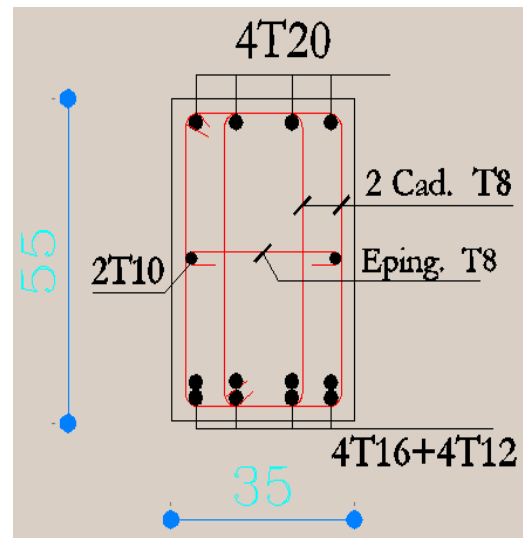
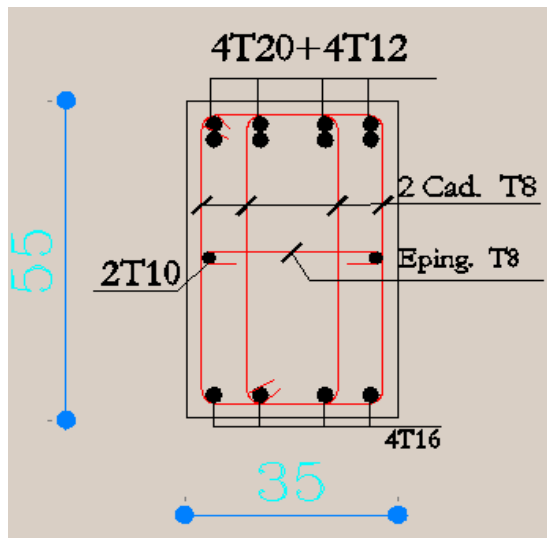
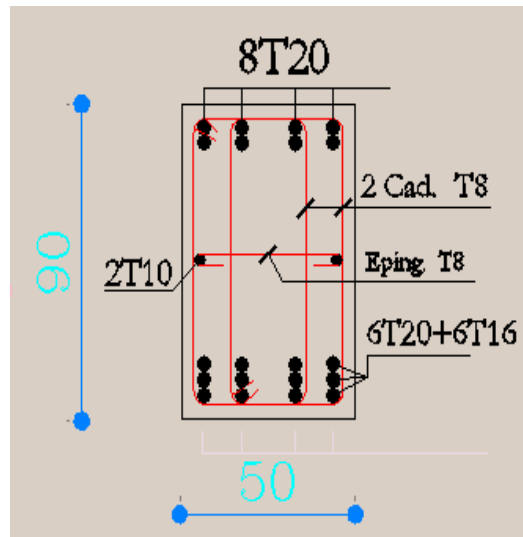
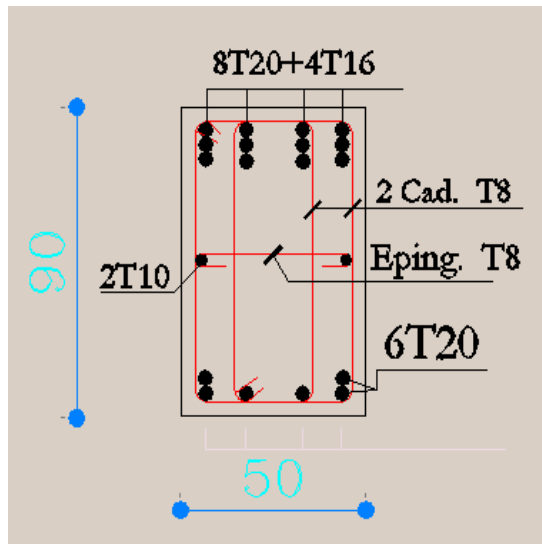


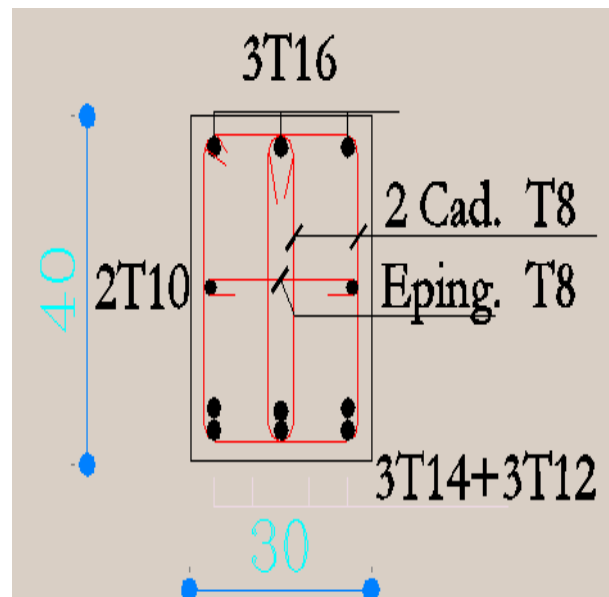
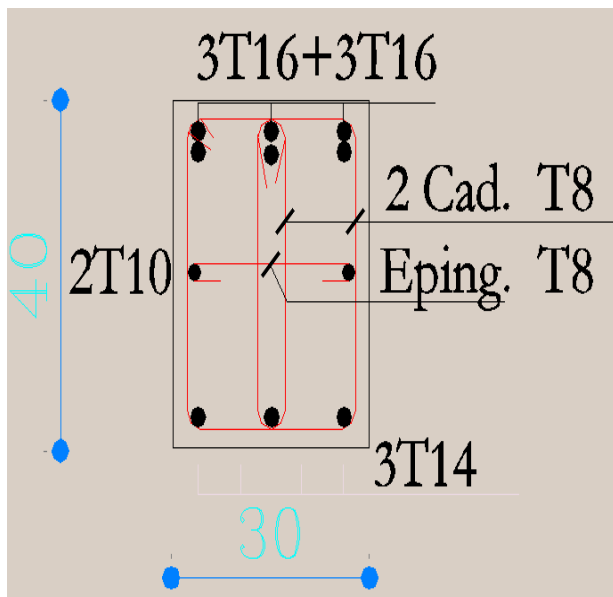
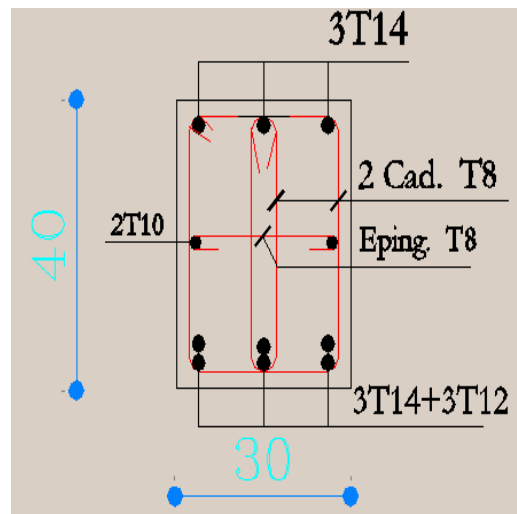
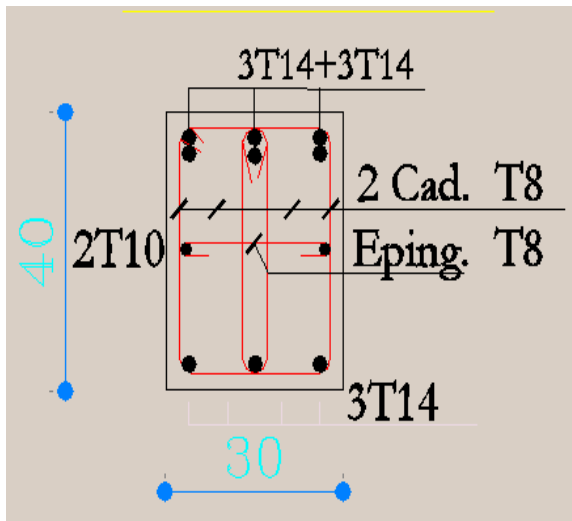
Dans notre cas la flèche est donnée par L'etabs : F= 0.004

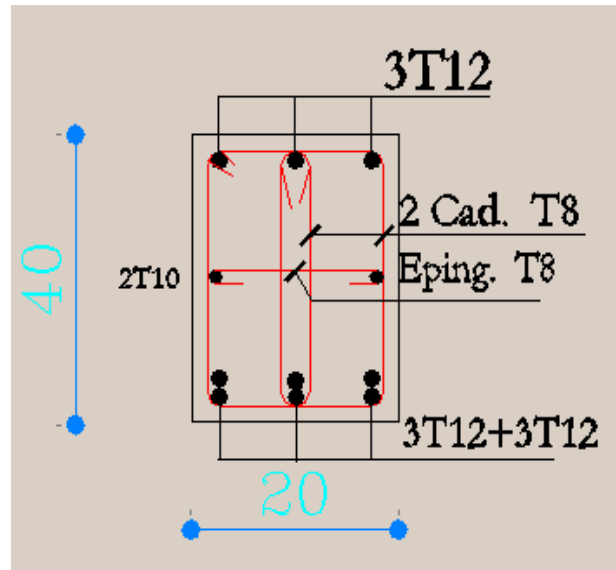
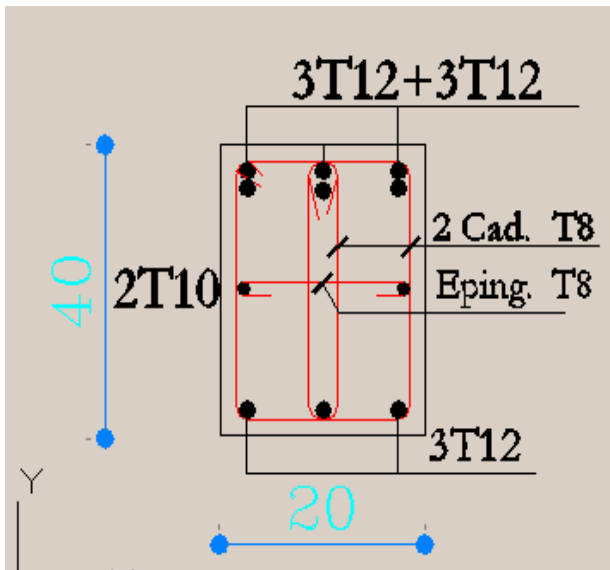
$$\bar{f} = \frac{1084}{500} = 2,168 > f = 0,004 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **CONCLUSION :**

la flèche est vérifiée dans les deux sens .







### V.3. Ferrailage des Voiles :-

#### **Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Nous allons ferriller par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

**Zone I** : sous sol au Mezzanine.

**Zone II** : 1er au 4<sup>ème</sup> niveau.

**Zone III** : 5eme jusqu'au niveau terrasse

#### **V.3.1 Expose 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 (  $V = V' = L/2$  )

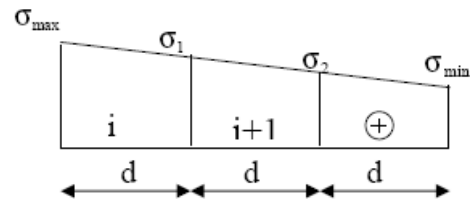
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

### V.3.1.1 Armatures verticales :

1) 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

**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

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

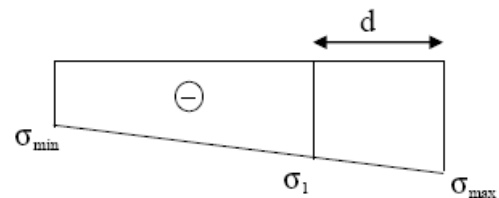
$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91})$$

2) ferrailage section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

**e** : épaisseur du voile

la section d'armature d'une section entièrement tendue est



égale à :  $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

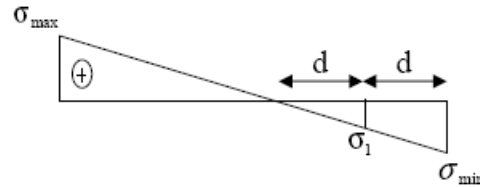
$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

**B** : section du tronçon considéré

3) **Ferraillage section partiellement comprimée :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



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.

### V.3.1.2 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$$A_h \geq 0.15\% B \quad \text{globalement dans la section du voile}$$

$$A_h \geq 0.10\% B \quad \text{en zone courante}$$

**B** : Section du béton

**A<sub>v</sub>** : Section d'armature verticale

### V.3.1.3 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  $\bar{T}$  est donnée par la formule :

$$A = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \bar{T} = 1.4 T$$

**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.

1) **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 :

$$\text{Globalement dans la section du voile } A_v \text{ et } A_h \geq 0.15\% B$$

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.

#### **V.3.1.4 Dispositions constructive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_c 28 = 15 \text{MPa}$$

Avec :

**N<sub>s</sub>** : Effort normal appliqué

**B** : Section du béton.

**A** : Section d'armatures adoptée.

#### **V.3.2 Exemple de calcul :**

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

Nous proposons le calcul détaillé du voile VL7 (L = 6,33 m) :

##### **1) Caractéristiques géométriques**

**Zone II :**

$$L = 6,33 \text{ m}$$

$$B = 1,27 \text{ m}^2$$

##### **2) Sollicitations de calcul**

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour une zone donnée et on généralisé ce ferrailage pour les deux autre zone.

$$\begin{cases} \sigma_{max} = -33233,51 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = 12362,85 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

☀ calcul la Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{33233,51}{33233,51 + 12362,85} \times 6,33 = 4,61 \text{ m}$$

Calcul de la Largeur de la zone tendue :

$$l_t = l - l_c = 6,33 - 3,75 = 2,58 \text{ m}$$

☀ Calcul de la longueur (d) :

$$d = \frac{l_t}{2} = \frac{2,58}{2} = 1,29 \text{ m}$$

Détermination de N :

Zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{l_t - d_1}{l_t} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{triangles semblables.}$$

$$\sigma_1 = 6181,42 \text{ KN/m}^2.$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{12362,85 + 6181,42}{2} \times 1,29 \times 0,2 = 2392,21 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6181,42}{2} \times 1,29 \times 0,2 = 797,40 \text{ KN}$$

a. Calcul des armatures verticales :

Bande I : d=1,29 m  $AV_1 = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{2392,21 \times 10}{400} = 59,80 \text{ cm}^2$

Bande II : d=1,29 m  $AV_2 = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{797,40 \times 10}{400} = 19,93 \text{ cm}^2$

b. Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} 1,4 = \frac{1,1 \cdot 3922,61 \cdot 1,4}{400} = 15,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj \text{ correspond}} = \frac{A_{vj} \times d}{6,33} = \frac{15,10 \times 1,29}{6,33} = 3,07 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par bande :

$$A_{vt1} = A_{v1} + A_{vj \text{ cor}} = 59,80 + 3,07 = 62,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt2} = A_{v2} + A_{vj \text{ cor}} = 19,94 + 3,07 = 23,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{t1/\text{nappe}} = \frac{A_{vt1}}{2} = \frac{62,87}{2} = 31,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2/\text{nappe}} = \frac{A_{vt2}}{2} = \frac{23,01}{2} = 11,50 \text{ cm}^2$$

**c. Armatures minimales (BAEL 91) :**

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{d.e.ft_{28}}{f_e}, 0.2\%d \times e \right\}$$
$$A_{min} = \max \left\{ \frac{1,29 \times 0,2 \times 2,1}{400}, 0,002 \times 1,29 \times 0,2 \right\} 10^4 = \max \{13,54; 5,16\} \text{ cm}^2$$
$$A_{min} = 13,55 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

**1ere Bande :** 2x11HA20 = 69,1 cm<sup>2</sup>

Soit : 11HA20 / nappe avec St= 10 cm

**2eme Bande :** 2x8HA 14 = 24,62 cm<sup>2</sup>

Soit : 8HA14/nappe avec St=10cm

**Armatures horizontales :**

$$A_H = \max \left\{ \frac{Av_1}{4}, \frac{Av_2}{4}, 0.15\%B10^4 \right\}$$

$$A_H = \max \left\{ \frac{59,80}{4}, \frac{23,01}{4}, 0,0015 \times 1,27 \times 10^4 \right\} \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max \{14,95; 5,75; 19,05\}$$

$$A_H = 19,05 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_H = 19,05 \text{ m}^2$  le choix d'armatures est 2X9HA12 = 20,36cm<sup>2</sup>.

**d. Armatures transversales (Art-7-7-4-3, RPA 99) :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingles de HA8 par mètre carré.

**e. Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 \times e\}$$

$$S_t \leq \min\{1.5 \times 20\} \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \quad \text{cv}$$

**V.3.3. Les vérifications :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A}$$

$$\sigma_b = \frac{1466,97 \times 10^3}{(1,27 \times 10^4 + 15 \times 19,05) \times 10^2} = 1,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 15 \text{ MPa}$$

### V.3.3.1 Vérification de la contrainte au cisaillement :

a. Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$d = 0.9L = 0.9 \times 6,33 = 5,70\text{m}$$

$V_u$  : effort tranchant dans la section

e : Épaisseur des voiles.

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{5491,654 \times 10^3}{(0.2 \times 5,70) \times 10^6} = 4,82 \text{ MPa} .$$

$$\tau_b = 4,82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} . \quad \text{CV}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{ed} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2801,86 \times 10^3}{0.2 \times 5,7 \times 10^6} = 2,46 \text{ MPa} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,46 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

#### Remarque :

Les espacements qui se trouvent dans les tableaux ci-dessous sont calculés entre axes des barres verticales (pour les barres verticales), et entre axes des barres horizontales (pour les barres horizontales)

Les sections des armatures horizontales calculées pour une bande de 1m de hauteur.

### V-3.4 Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux Suivants :

#### VOILE VL1 VL2 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,55	0,55	0,55
	hauteur etage (m)		3,2	3,2	3,04
	L (m)		2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,4	0,4	0,4
	He		3,200	3,200	3,040
	H		2,65	2,65	2,49
Solicitation de calcul	T(kN)		545,310	288,050	267,560
	N <sub>ser</sub> (kN)		-3382,46	-2605,47	-1478,09
	Vu (kN)		763,434	403,270	374,584
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		10723,180	-7986,230	-4773,930
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		-20730,080	-10279,670	2791,480
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	348,00	348,00
	L <sub>c</sub>		0,68	0,87	1,26
	L <sub>t</sub>		1,32	1,13	0,74
	D		0,66	1,13	0,74
	$\sigma_1$		10365,040	0,000	2791,480
	N <sub>1</sub>		683,13	0,000	412,00
	N <sub>2</sub>		683,13	0,000	206,00
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		17,08	0,000	11,84
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		17,08	0,000	5,92
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		20,99	0,000	10,30
	A' <sub>v1</sub> /bande/nappe		27,58	0,000	16,99
	A' <sub>v2</sub> /bande/nappe		27,58	0,000	11,07
Ferrailage adopté pour les armatures verticales mini	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		6,92	11,82	7,75
	A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		28,14	28,14	18,46
	A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		28,14	28,14	12,06
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2X7HA16	2X7HA16	2X6HA14
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2X7HA16	2X7HA16	2X6HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
Armatu res horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		7,04	6,00	6,00
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		7,69	6,15	6,15
	choix de la section		5HA14	4HA14	4HA14
Armatu res transversales	Espacement st(cm)		15	25	25
	At adoptées		2,01	2,01	2,01
Vérfication des constructi on	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\tau_b$	2,121	1,120	1,041
	2,46 Mpa	$\tau_u$	1,515	0,800	0,743
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	7,649	6,514	3,456

Voile3:

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,55	0,55	0,55
	hauteur etage (m)		3,2	3,2	3,04
	L (m)		6,90	6,90	6,90
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		1,38	1,38	1,38
	He		3,200	3,200	3,040
	H		2,65	2,65	2,49
Solicitation de calcul	T(kN)		1698,000	3376,280	2407,760
	N <sub>ser</sub> (kN)		-4733,94	-3587,17	-2073,02
	V <sub>u</sub> (kN)		2377,200	4726,792	3370,864
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		-20871,290	-20826,020	-9103,950
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		4596,320	7698,500	2587,370
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		1,95	4,05	2,74
	L <sub>t</sub>		4,95	2,85	4,16
	D		1,24	0,95	1,04
	σ <sub>1</sub>		3447,240	5132,333	1940,528
	N <sub>1</sub>		995,66	1220,45	470,95
N <sub>2</sub>		426,71	488,18	201,83	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		24,89	30,51	11,77
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		10,67	12,20	5,05
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		65,37	129,99	92,70
	A <sub>vjcorr</sub> (cm <sup>2</sup> )		11,73	17,92	13,97
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vt1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vjco</sub> r	36,62	48,43	25,75
A <sub>vt2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vjco</sub> r		22,40	30,12	19,02	
armatures mini males	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		13,00	9,99	10,92
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		52,26	52,26	27,7
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		30,78	30,78	12,31
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2X13HA16	2X13HA16	2X9HA14
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2X10HA14	2X10HA14	2X4HA14

	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	10
		Bande 2	10	10	25
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		20,70	20,70	20,70
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		24,12	24,12	24,12
	choix de la section		12HA16	12HA16	12HA16
Armatures transversales	Espacement st(cm)		10	10	10
	At adoptées		2,01	2,01	2,01
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	1,914	3,806	2,714
	2,46Mpa	$\tau_u$	1,367	2,718	1,939
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	3,293	2,460	1,458

VOILE 4 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	
	hauteur etage (m)	3,2	3,2	3,04	
	L (m)	4,70	4,70	4,70	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m <sup>2</sup> )	0,94	0,94	0,94	
	He	3,200	3,200	3,040	
	H	2,80	2,80	2,64	
Solicitation de calcul	T(kN)	2365,530	2123,520	1269,110	
	N <sub>ser</sub> (kN)	-6489,22	-4890,94	-2806,39	
	Vu (kN)	3311,742	2972,928	1776,754	
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	25695,940	20689,090	7160,510	
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	-44809,980	-28120,010	-11804,600	
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00	
	L <sub>c</sub>	2,99	2,71	2,93	
	L <sub>t</sub>	1,71	1,99	1,77	
	D	0,86	1,00	0,89	
	σ <sub>1</sub>	12847,970	10344,545	3580,255	
	N <sub>1</sub>	3301,13	3091,30	953,00	
	N <sub>2</sub>	1100,38	1030,43	317,67	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	82,53	77,28	23,82	
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	27,51	25,76	7,94	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	91,07	81,76	48,86	
	A <sub>vjcorr</sub> (cm <sup>2</sup> )	16,60	17,33	9,22	
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vt1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vjcor</sub>	99,12	94,61	33,05
		A <sub>vt2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vjcor</sub>	44,11	43,09	17,17
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )	8,99	10,46	9,32	

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		100,51	100,51	36,18
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		44,22	44,22	20,1
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2X16HA20	2X16HA20	2X9HA16
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2X11HA16	2X11HA16	2X5HA16
	Espacement (cm)	Bande 1	7	7	10
Bande 2		10	10	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		25,13	25,13	14,10
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		15,39	15,39	15,39
	choix de la section		10HA14	10HA15	10HA16
Armatures transversales	Espacement st(cm)		10	10	10
	At adoptées		2,01	2,01	2,01
Vérfication des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	3,915	3,514	2,100
	2,26 Mpa	$\tau_u$	2,796	2,510	1,500
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	5,949	4,484	2,823

VL5VL6 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)	3,2	3,2	3,04
	L (m)	2,38	2,38	2,38
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,476	0,476	0,476
	He	3,200	3,200	3,040
	H	2,80	2,80	2,64
Solicitation de calcul	T(kN)	636,170	275,020	436,820
	N <sub>ser</sub> (kN)	-3369,22	-2405,76	-1466,97
	Vu (kN)	890,638	385,028	611,548
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-13809,540	-15210,910	5462,630
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-7042,270	103,600	-6927,960
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>	1,58	2,36	1,05
	L <sub>t</sub>	0,80	0,02	1,33
	D	0,80	0,02	1,33
	$\sigma_1$	0,000	0,000	6927,960
	N <sub>1</sub>	0,000	0,000	1843,85

	$N_2$		<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>921,93</b>
armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>46,10</b>
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>23,05</b>
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>16,82</b>
	$A'_{v1}/\text{bande/nappe}$		<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>54,51</b>
	$A'_{v2}/\text{bande/nappe}$		<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>31,46</b>
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		<b>8,44</b>	<b>0,17</b>	<b>13,97</b>
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A$ adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>16,08</b>	<b>16,08</b>	<b>16,08</b>
	$A$ adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>16,08</b>	<b>16,08</b>	<b>16,08</b>
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	<b>2X4HA16</b>	<b>2X4HA16</b>	<b>2X4HA16</b>
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	<b>2X4HA16</b>	<b>2X4HA16</b>	<b>2X4HA16</b>
	ST		<b>30</b>	<b>30</b>	<b>30</b>
	Espacement (cm)	Bande 1	<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>
Bande 2		<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>	
Armatures horizontales	$A_H$ /nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>7,14</b>	<b>7,14</b>	<b>7,14</b>
	$A_H$ adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>7,69</b>	<b>7,69</b>	<b>7,69</b>
	choix de la section		<b>5HA14</b>	<b>5HA14</b>	<b>5HA14</b>
Armatures transversales	Espacement st(cm)		<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
	$A_t$ adoptées		<b>2,01</b>	<b>2,01</b>	<b>2,01</b>
Vérfication des contraintes		$\tau_b$	<b>2,079</b>	<b>0,899</b>	<b>1,428</b>
	2,26 Mpa	$\tau_u$	<b>1,485</b>	<b>0,642</b>	<b>1,020</b>
		$\sigma_{bc}$	<b>6,737</b>	<b>4,810</b>	<b>2,933</b>

VOILES VL7 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,55	0,55	0,55
	hauteur etage (m)		3,2	3,2	3,04
	L (m)		6,33	6,33	6,33
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		1,266	1,266	1,266
	He		3,200	3,200	3,040
	H		2,65	2,65	2,49
Solicitation de calcul	T(kN)		3922,610	3658,940	2333,500
	N <sub>ser</sub> (kN)		-1466,97	-3851,05	-2529,95
	Vu (kN)		5491,654	5122,516	3266,900
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		-33233,500	-23392,730	-
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		12362,850	8604,560	10250,810
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		3,75	3,68	2,99
	L <sub>t</sub>		2,58	2,65	3,34
	D		1,29	1,32	1,11
	$\sigma_1$		6181,425	4302,280	2194,273
	N <sub>1</sub>		2392,57	1708,13	610,06
	N <sub>2</sub>		797,52	1138,75	488,04
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		59,81	42,70	15,25
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		19,94	28,47	12,20
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		15,10	14,09	8,98
	A <sub>vjcorr</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,08	2,95	1,58
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vt1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vjcor</sub>	62,89	45,65	16,83
A <sub>vt2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vjcor</sub>		23,02	31,41	13,78	
armatures mini males	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		13,55	13,90	11,68
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		69,1	48,24	20,10
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		33,86	33,86	15,39
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2X11HA20	2X12HA16	2X5HA16
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2X11HA14	2X11HA14	2X5HA14

	Espacement (cm)	Bande 1	10	8	20
		Bande 2	10	10	20
Armatur es horizont ales	AH /nappe (cm2)		23,56	18,99	18,99
	AH adopté (cm2)		24,62	20	20
	choix de la section		16HA14	13HA14	13HA14
Armatur es transver sales	Espacement st(cm)		8	10	10
	At adoptées		2,01	2,01	2,01
Véfication des conctruccion	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	4,820	4,496	2,867
	2,26 Mpa	$\tau_u$	3,443	3,211	2,048
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	1,042	2,792	1,925

VOILE 8 :

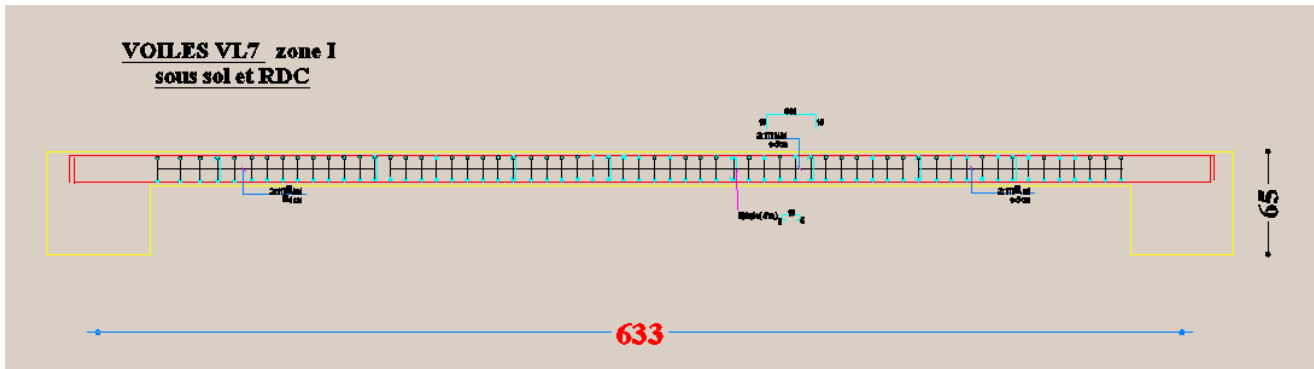
Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)	3,2	3,2	3,04
	L (m)	4,03	4,03	4,03
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,806	0,806	0,806
	He	3,200	3,200	3,040
	H	2,80	2,80	2,64
Solicitation de calcul	T(kN)	984,620	930,290	721,870
	N <sub>ser</sub> (kN)	-5178,67	-3806,29	-2363,01
	V <sub>u</sub> (kN)	1378,468	1302,406	1010,618
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-18045,400	-15248,700	-7852,790
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-15922,500	-7146,810	-2372,470
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>	1,89	1,29	0,94
	L <sub>t</sub>	2,14	2,74	3,09
	D	1,07	0,91	0,77
	$\sigma_1$	0,000	0,000	0,000
	N <sub>1</sub>	0,000	0,000	0,000
	N <sub>2</sub>	0,000	0,000	0,000

armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		0,000	0,000	0,000
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		0,000	0,000	0,000
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		0,000	0,000	0,000
	$A_{vjcorr} \text{ (cm}^2\text{)}$		0,000	0,000	0,000
	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{vt1}$ $=A_{v1}+A_{vjcor}$	0,000	0,000	0,000
$A_{vt2}$ $=A_{v2}+A_{vjcor}$		0,000	0,000	0,000	
armatures minimales	$A_{min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		11,24	9,60	8,12
	$A_{min} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		12,06	11,31	9,05
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2X3HA16	2X5HA12	2X4HA12
	Espacement (cm)		30	20	25
Armatures horizontales	$AH / \text{nappe (cm}^2\text{)}$		16,09	12,09	12,09
	$AH \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		16,92	12,31	12,31
	choix de la section		11HA14	8HA14	8HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		10	10	10
	$A_t \text{ adoptées}$		2,01	2,01	2,01
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	1,900	1,795	1,393
	2,46 Mpa	$\tau_u$	1,357	1,282	0,995
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	5,738	4,335	2,743

VOILE 9 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I
	hpoutre(m)	0,55
	hauteur etage (m)	3,2
	L (m)	6,11
	e (m)	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	1,222
	He	3,200
	H	2,65

Solicitation de calcul	T(kN)		3214,350
	N <sub>ser</sub> (kN)		-1748,08
	V <sub>u</sub> (kN)		4500,090
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		-15983,100
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		13652,560
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00
	L <sub>c</sub>		2,81
	L <sub>t</sub>		3,30
	D		1,10
	$\sigma_1$		9101,707
	N <sub>1</sub>		2499,36
	N <sub>2</sub>		999,74
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		62,48
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		24,99
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,38
	A <sub>vjcorr</sub> (cm <sup>2</sup> )		2,22
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vt1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vjcor</sub>	64,71
		A <sub>vt2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vjcor</sub>	27,22
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		11,53
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		68,24
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		30,78
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2X17HA16
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2X10HA14
	Espacement (cm)	Bande 1	7
Bande 2		10	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		18,33
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		20,01
	choix de la section		13HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		8
	At adoptées		2,01
Vérfication des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	4,092
	2,26 Mpa	$\tau_u$	2,923
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	1,320



### V.4. Les linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats seront donnés directement par le fichier résultat.

#### **V.4.1. Détermination des sollicitations :**

Dans notre cas ils seront donnés dans le fichier résultat.

#### **V.4.2. Etapes de calcul (méthode exposée au RPA99revise2003) :**

##### **V.4.2.1 Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \alpha f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad , \text{ avec : } \bar{V} = 1,4 \cdot V_U \text{ calculé}$$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

##### **VI.4. 2.2. Ferrailage des linteaux :**

❖ **Premier cas :**  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,06 \alpha f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts  $M$ ,  $V$ ) ils devront disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion  $\implies A_l$

Des aciers transversaux  $\implies A_t$

Des aciers en partie courants (de peau)  $\implies A_c$

#### **Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

**Ou** : h : est la hauteur totale du linteau

$$A_t = \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

Avec :  $Z = h - 2d'$

ou : h : est la hauteur totale du linteau

d : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ( $\bar{V} = 1,4 \cdot V_U$ ).

### Aciers transversaux :

- **Premier sous cas :**

Linteaux longs :  $\left( \lambda_s = \frac{l}{h} > 1 \right)$

Avec :  $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V}$

Ou :  $S_t$  : espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$  : section d'un cours d'armatures transversales.

L : portée de linteau

- **Deuxième sous cas :**

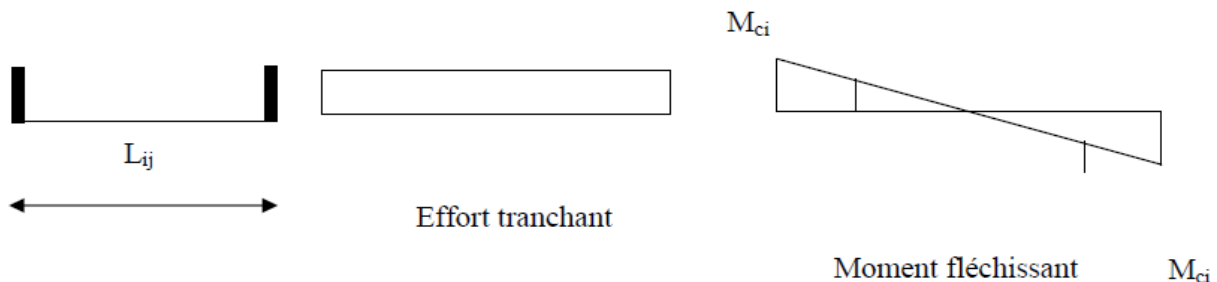
Linteaux longs :  $\left( \lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1 \right)$  , avec  $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V \cdot A_t \cdot f_e}$  et  $V = \min (V_1, V_2)$

Ou :  $V_1 = 2 \cdot V_U$  calculé

$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$$

$M_{ci}$  et  $M_{cj}$  : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de

Portée  $l_{ij}$  sont calculés par :  $M_c = A_t \cdot f_e \cdot Z$



$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

❖ **Deuxièmes cas :**  $\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$  :

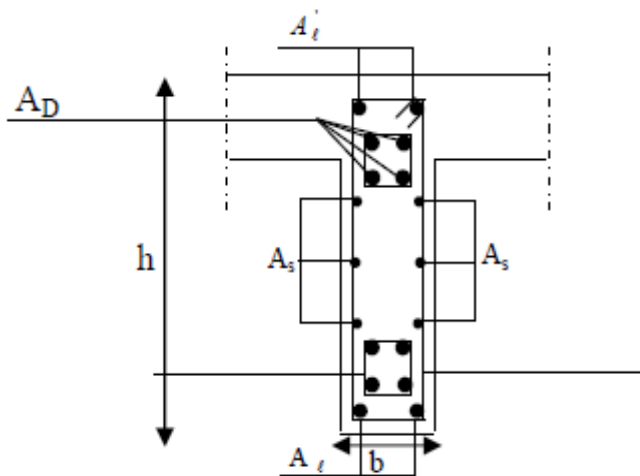
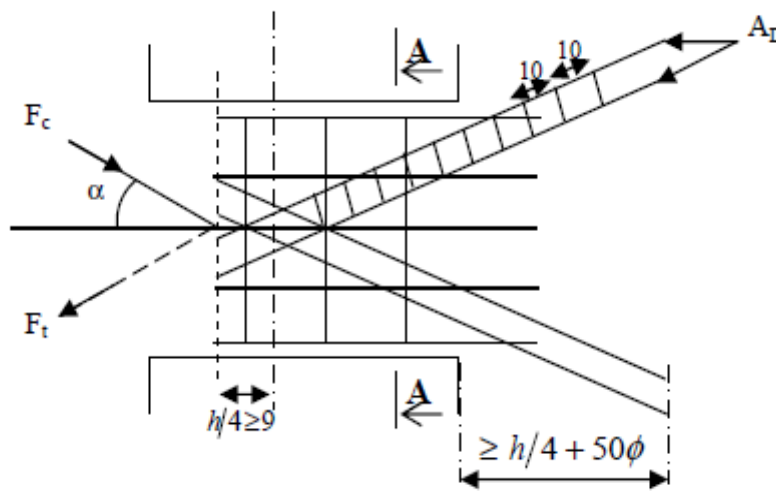
Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_d$  à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :  $\tan \alpha = \frac{h-2d}{l}$  et  $V = V_{calculé}$  (sans majoration)



**Coupe A-A**

## • Ferrailage minimal :

### Armatures longitudinales :

$$A, A' \geq 0,15\% . b . h$$

### Armatures transversales :

$$A_t \geq 0,15\% . b . S_t \quad \text{si } \tau_b \leq 0,025 . f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,25\% . b . S_t \quad \text{si } \tau_b > 0,025 . f_{c28}$$

### Armatures de diagonales :

$$A_D \geq 0,15\% . b . h \quad \text{si } \tau_b > 0,06 . f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si } \tau_b \leq 0,06 . f_{c28}$$

### Armature de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou  $A_C$ , 2 nappes doivent être au total d'un minimum égale à 0,20% de la section verticale du linteau,  $A_C = 0,20\% . b$

### V.4.3. Exemple de calcul :

Les caractéristiques géométriques du Linteau

$$h = 0,86 \text{ m}$$

$$l = 1,60 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

#### ❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \quad \text{avec: } V = 1,4 \times V_U \text{ calculé}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 619,96 \times 10}{100 \times 0,9 \times 20} = 4,82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

#### ❖ Armatures longitudinales ( $A_l = A'_l$ ) :

$$\tau_b = 4,82 \text{ MPa} > 0,06 . f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \quad \text{donc le ferrailage minimal qui sera adopté}$$

#### • RPA 2003 :

$$(A_{l,min} = A'_{l,min}) \geq 0,15\% . e . h = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

#### • BAEL 91 :

$$(A_{l,min} = A'_{l,min}) \geq 0,23 . \frac{f_{t28}}{f_e} . e . (h - c') = 0,23 \times \frac{2,1 \times 20 \times (100 - 5)}{400} = 2,29 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_t^1 = 2,29 \text{ cm}^2, \text{ soit } 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\tau_b = 4,82 \text{ MPa} > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{H}{4} = \frac{100}{4} = 25 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_t > 0,0025 \cdot b \cdot S = 0,0025 \times 20 \times 25 = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 1,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 1 \text{ HA } 14 = 1,54 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures diagonales :**

$$\tau = 4,82 \text{ MPa} > 1,5 \text{ MPa}, \quad \text{donc il sont nécessaires.}$$

$$A_D \geq 0,15\% \cdot b \cdot h \quad \text{si } \tau_b > 0,06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si } \tau_b \leq 0,06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0,15\% \cdot b \cdot h = 3 \text{ cm}^2 \dots \quad \text{soit } 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0,002 \cdot e \cdot h = 0,002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 4 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5 \text{ HA } 12/\text{nappe} = 5,65 \text{ cm}^2$$

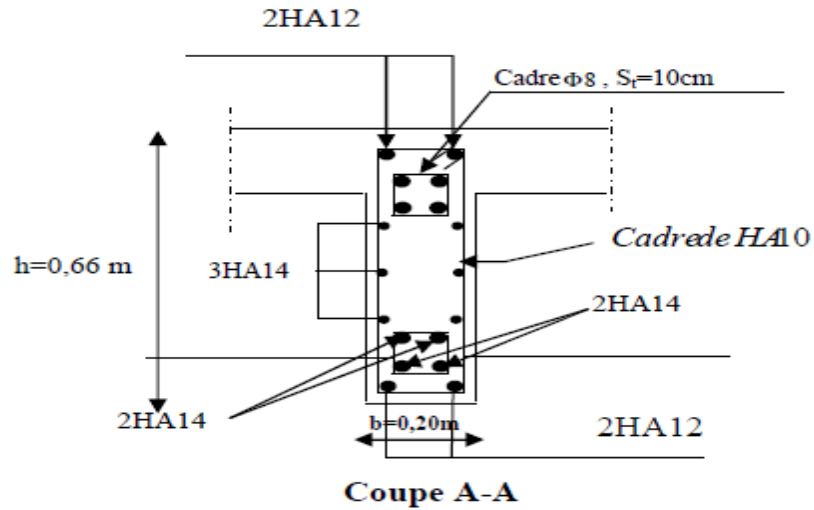
❖ **Longueur d'ancrage :**

$$L_d = \frac{L}{4} + 50\phi = \frac{135}{4} + 50 \times 1,4 = 103,75 \text{ cm}$$

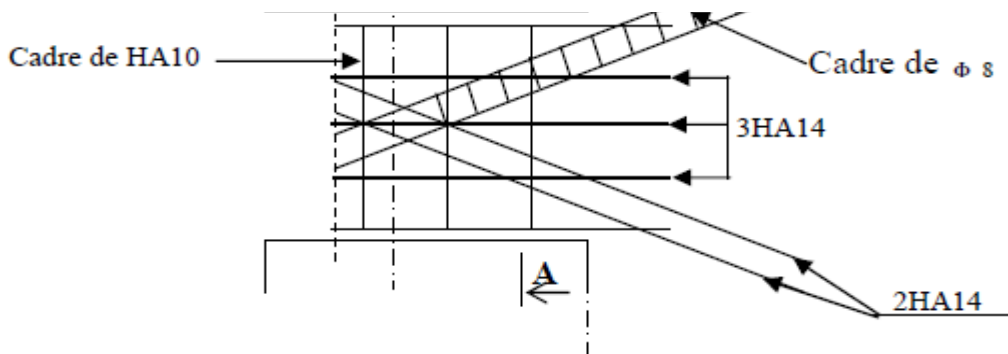
$$\text{On prend : } L_d = 100 \text{ cm}$$

## - Ferrailage des linteaux :

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :



**Figure.VII.4.1: ferrailage de linteau**



Zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	h (m)	1,00	1,00	0,84
	l (m)	1,35	1,35	1,35
	e (m)	0,20	0,20	0,20
Contraintes de cisaillement	$\zeta_b t$	5	5	5
	$\zeta_b$ (KN)	4,82	4,26	4,89
	Vu (KN)	619,96	547,64	528,07
Ferrailage des linteaux	$\zeta_b t$	1,5	1,5	1,5
	$\zeta_b$ (KN)	4,82	4,26	4,89
	Al = Al' (cm <sup>2</sup> )	2,29	2,29	1,91
	Al = Al' (adopté)	3,14	3,14	2,35
	Choix des barres	4HA10	4HA10	3HA10

	St(cm)	25	25	30
	At (cm <sup>2</sup> )	1,25	1,25	1,50
	Choix des barres	2HA10	2HA10	2HA10
	St(cm)	20	20	20
	AD (cm <sup>2</sup> )	3	2,58	2,58
	Choix des barres	4HA10	4HA10	4HA10
	A c (cm <sup>2</sup> )	4	4	3,36
	Al =Al' (adopté)	4,52	4,52	3,39
	Choix des barres	4HA14	4HA12	3HA12

## **Chapitre VI: Etude du Voile périphérique**

### VI.1) Introduction :

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

### VI.2) pré dimensionnement du voile périphérique :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm.

- On opte pour épaisseur de 20 cm.

#### a)-Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0.77$$

Avec :  $K_0$ : coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : angle de frottement interne

#### b)- Caractéristiques du sol :

$$\gamma_d = 17.3 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 1 \text{ t/m}^2 = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi = 15^\circ$$

### Calcul des sollicitations :

**ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.77(1.35 \times 17.3 \times 0 + 1.5 \times 10) = 11.55 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,20 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.77 \times (1.35 \times 17 \times 3,20 + 1.5 \times 10) = 68.10 \text{ KN/m}^2$$

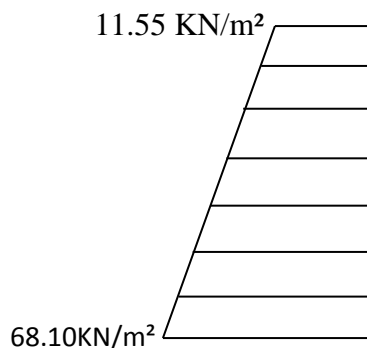
**ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$$

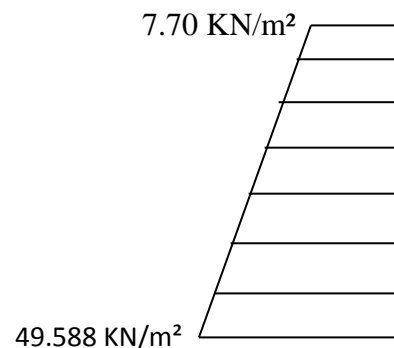
$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.77 \times 10 = 7.7 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,20 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.77(10 + 17 \times 3,20) = 49.588 \text{ KN/m}^2$$

### Diagramme des contraintes :



**ELU**



**ELS**

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 68.10 + 11.55}{4} = 53.963 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 49.588 + 7.70}{4} = 39.116 \text{ KN/ml}$$

### VI.3) Ferrailage du voile périphérique :

#### 1. Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

#### 2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

### Identification des panneaux :

$$l_x = 3,20 \text{ m}$$

$$l_y = 7,60 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,20}{7,60} = 0,42 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

**ELU :**

$$\varphi = 0,42 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1062 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,1062 \times 53,963 \times 3,20^2 = 58,684 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,250 \times 58,684 = 14,671 \text{ KN.m}$$

### Correction des moments :

Sens xx :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 58,684 = 29,342 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 58,684 = 44,013 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 14,671 = 7,336 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 14,671 = 11,003 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$\varphi = 0,49 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1086 \\ \mu_y = 0,309 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,1086 \times 39,116 \times 3,20^2 = 43,499 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,309 \times 43,499 = 13,441 \text{ KN.m}$$

### Correction des moments :

Sens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 43,499 = 21,75 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 43,499 = 32,634 \text{ KN.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 13,441 = 6,72 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 13,441 = 10,08 \text{ KN.m}$$

### Calcul des sections d'armatures :

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	μ <sub>1</sub>	section	β	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	st (cm)
Xx	Appuis	29,342	0,072	0.392	SSA	0,981	5,06	2,00	5HA12 5,65	20
	Travée	44,013	0,108	0.392	SSA	0,97	7,67	2,00	5HA14 7,69	20
Yy	Appuis	6.72	0,016	0.392	SSA	0,995	1,14	2,00	5HA12 5,65	20
	Travée	10.08	0,025	0.392	SSA	0,993	1,72	2,00	5HA12 5,65	20

### 3. Détermination des moments :

- Travée :

$$AH = \frac{As}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 5HA10/ml = 3,93 \text{ cm}^2$$

- Appuis :

$$AH = \frac{As}{4} = \frac{7,67}{4} = 1,92 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 5HA10/ml = 3,93 \text{ cm}^2$$

### 4. Vérification à l'ELU :

#### 4-A) Espacement des armatures :

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

Armatures principales  $S_t < \min\{3xh; 33\text{cm}\}$

Dans le sens XX :  $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow$  condition vérifiée

Dans le sens YY :  $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow$  condition vérifiée

#### 4-b) Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL 91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \longrightarrow A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$\longrightarrow A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Dans le sens xx :  $5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  condition vérifiée

Dans le sens yy :  $5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  condition vérifiée

#### 4-C) Calcul de la longueur de scellement des barres (Art A.4.6.1 ,23/BAEL 91) :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

Avec :

$$l_s = \frac{\sigma_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Pour les  $\emptyset 12$  :  $l_s = 42.33 \text{ cm}$  on prend :  $l_s = 45 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0.4 l_s$  » pour barre à haute adhérence.

Pour les  $\emptyset 12$  :  $0.4 l_s = 18 \text{ cm}$ .

#### 4-D) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \Phi_t \leq \min\left(\frac{1000}{35}, 12\text{mm}, \frac{200}{10}\right) \min(28,57 \text{ mm}; 12\text{mm}; 20 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

#### 5) vérification à l'ELS :

##### 5-A) Etat limite d'ouverture des fissures(Art.A.5.3,2/BAEL 91) :

Notre voile peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on va considérer les fissurations comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2\sigma_e}{3}; \max(0,5\sigma_e; 100\sigma_e\sqrt{1,6\sigma_e f_{tj}})\right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2 \times 400}{3}; \max(0,5 \times 400; 100 \times \sqrt{1,6 \times 2,1})\right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266,7; \max(200; 201,63)\} = 201,63 \text{ MPa}$$

### 5-B) Etat limite de compression de béton (Art.A.5.3,2/BAEL 91) :

Sens xx :

- **Contrainte dans l'acier :**

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

$$\rho = \frac{100 \times 43,499}{100 \times 15} = 2,89 \implies \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 10,25 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,097 \\ \beta = 0,762 \end{array} \right.$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d} = \frac{13,441 \times 10^3}{5,65 \times 0,762 \times 15} = 105,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,097 \times 105,47 = 6,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

### 5-C) Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

Avec :

**h** : hauteur totale (20 cm).

**L** : portée entre nus d'appuis

**M<sub>t</sub>** : moment max en travée.

**M<sub>0</sub>** : moment max de la travée isostatique.

**A** : section des armatures.

**b** : largeur de la section.

**d** : hauteur utile de la section droite.

Sens xx:

$$M_t = 32,634 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 39,116 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{39,116 \times 3,20^2}{8} = 50,06 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{20}{100} = 0,2 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

condition vérifiée

$$\frac{h}{l} = 0,2 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{32,634}{10 \times 50,06} = 0,065$$

*condition vérifiée*

$$\frac{A_s}{bxd} = \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0033 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

*condition vérifiée*

**Sens yy :**

$$M_t = 10,08 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 39,116 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{39,116 \times 7,60^2}{8} = 282,42 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{20}{100} = 0,2 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

*condition vérifiée*

$$\frac{h}{l} = 0,2 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{10,08}{10 \times 282,42} = 0,0035$$

*condition vérifiée*

$$\frac{A_s}{bxd} = \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0037 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

*condition vérifiée*

#### **5-D) Contrainte tangentielle (Art.A.5.1,21/BAEL 91) :**

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$T_x = 39,116 \times 7,60 = 297,28 \text{ KN}$$

$$T_y = 39,116 \times 3,20 = 125,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{297,28 \times 1000}{1000 \times 150} = 1,98 \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

*condition vérifiée*

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### **5-E) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis : (art A.5.1.313/BAEL91) :**

##### **3) Influence sur le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2xV_u}{b \times 0,9xd} \leq \frac{0,85xf_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa}$$

Sens xx:

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 297,28}{100 \times 0,9 \times 15} = 0,44 \text{ MPa} \leq 14,16 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Sens yy:

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 125,17}{100 \times 0,9 \times 15} = 0,185 \text{ MPa} \leq 14,16 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

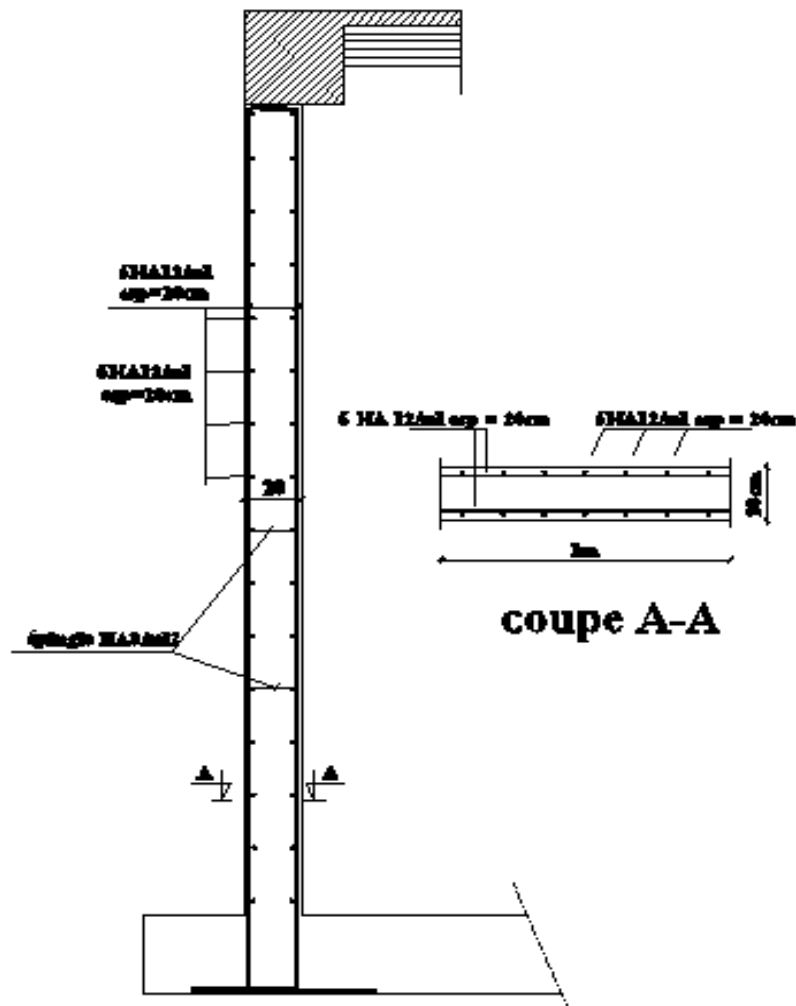
### 1. Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

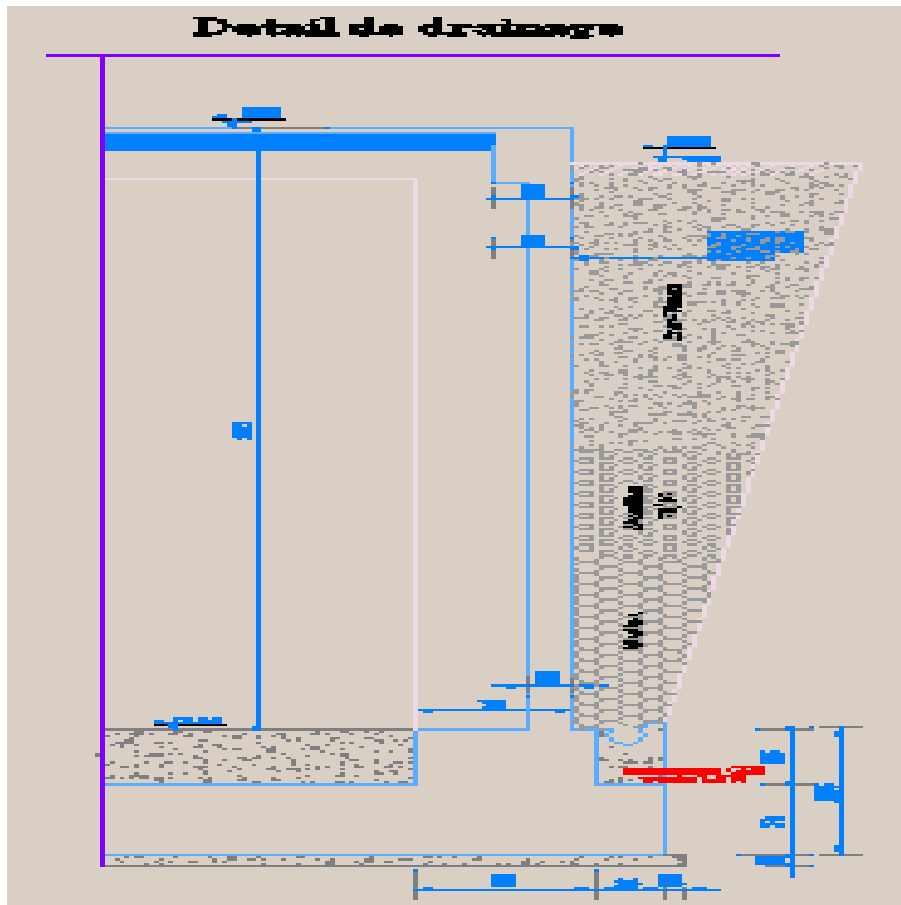
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m<sup>2</sup> de HA8.

Fig.1



### Detail de drainage



## **Chapitre VII : LES FONDATIONS**

Les fondations sont des éléments de la structure reposant sur terrain d'assise ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

### **VII .1. Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2.00$  bars ,situé à une profondeur de 3m..
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.
- Type du sol : il est constitué par un substratum de roches métamorphiques.
- Siite : S<sub>3</sub>.

### **VII .2. Choix du type de fondation :**

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

### VII.3. Dimensionnement :

#### ↳ semelles filantes :

#### ⌘ Semelles sous poteaux :

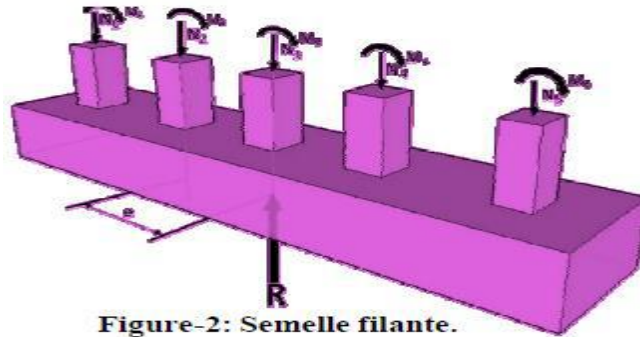


Figure-2: Semelle filante.

#### ➤ hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### ⌘ Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .

- Détermination des coordonnées de la structure R : 
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

-Détermination de la distribution par (ml) des sollicitations de la semelle :

→  $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

→  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Le calcul se fera pour le portique longitudinal (sens porteur), les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.VI.1:Résultante des charges sous poteaux**

Poteaux	N <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub>	M <sub>i</sub>
8	1289,53	-13,141	-16945,7137	32,931
9	1328,83	-13,141	-17462,155	32,813
19	3070,2	5,855	17976,021	19,983
20	3640,32	-0,475	-1729,152	13,224
21	4672,64	-4,675	-21844,592	-37,01
27	1206,22	12,925	15590,3935	-74,268
Σ	15207,74	-12,652	-24415,1983	-12,327

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} \quad \Longrightarrow \quad e = \frac{-24415,19 + 12,327}{15207,74} = -1,60$$

On a :

$$e = -1.60 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{25,85}{6} = 4.31 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = q_{\min} = \frac{15207,74}{25,85} \times \left(1 - \frac{6 \cdot (-1,60)}{25,85}\right) = 806,789 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = q_{\max} = \frac{15207,74}{25,85} \times \left(1 + \frac{6 \cdot (-1,60)}{25,85}\right) = 369,826 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{15207,74}{25,85} \times \left(1 + \frac{3 \cdot (-1,60)}{25,85}\right) = 479.066 \text{ kN} / \text{m}$$

**Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{479,066}{200} = 2,395 \text{ m} \text{ on prend } B = 2,50 \text{ m}$$

La surface des semelles sous poteaux :

$$S_p = B \times L \times n$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré

$$S_p = 2,50 \times 25,85 \times 5 = \mathbf{323,125 \text{ m}^2}$$

☞ **semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable

$$N_s = G \cdot Q$$

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{B \cdot L} = \frac{G+Q}{B \cdot L}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 0.20MPa$ ).

$B$  : La largeur de la semelle.

$L$  : Longueur de la semelle sous voile.

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{BL} = \frac{G+Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

### ■ sens longitudinal :

**Tableau.VI.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)**

Voile	N <sub>ser</sub>	L (m)	B (m)	S <sub>t</sub> = B x L (m <sup>2</sup> )
VL4	4672,64	4,7	4,97089362	23,3632
VL5	2016,09	2,38	4,23548319	10,08045
VL6	1260,32	2,38	2,64773109	6,3016
VL8	2462,9	4,03	3,0557072	12,3145
Σ =				<b>52,05975</b>

### ■ sens transversal :

**Tableau.VI.3 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)**

Voile	N <sub>ser</sub>	L (m)	B (m)	S <sub>t</sub> = B x L (m <sup>2</sup> )
VL1	1322,42	4,7	1,4068298	6,6121
VL2	1876,08	2,38	3,9413445	9,3804
VL3	2017,94	2,38	4,2393697	10,0897
VL7	2462,9	4,03	3,0557072	12,3145
Σ =				<b>38,3967</b>

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = S_L + S_t = 52,05975 + 38,3967 = \mathbf{90.46 \text{ m}^2}$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 323,125 + 90.46 = \mathbf{413,585 \text{ m}^2}$$

La surface totale de la structure :  $S_{bet} = (22,55 \times 30.48) = \mathbf{687,324 \text{ m}^2}$

$$S_{bet} = \mathbf{687.324 \text{ m}^2}$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bet}}$$

$$\frac{S_t}{S_{bet}} = \frac{413,585}{687,324} = 0,602 \Rightarrow 60\% \text{ de la surface de l'assise.}$$

### Conclusion :

Les surfaces des semelles occupent plus de la moitié de l'assise, ce qui nous amène à opter pour un radier général.

### VII.4. Radier général :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle. Il se présente comme un plancher renversé, recevant du sol des charges réparties ascendantes et prenant appuis sur les poteaux et murs qui exercent sur lui des charges descendantes.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigidité en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

### A) Pré dimensionnement du Radier :

#### ❖ Sous voile :

#### 1) La condition minimale d'épaisseur :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$  cm).

#### 3) Selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec :

$L_{max}$  : distance maximale entre deux voiles successifs ( $L_{max} = 5.95$  m)

$$\frac{595}{8} \leq h_d \leq \frac{595}{5} \Rightarrow 74,375 \leq h_d \leq 119$$

On prend :  $h = 120$  cm.

#### ❖ Sous poteaux

#### 1) Epaisseur du tablier ( la dalle du radier ) :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25cm.}$$

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{595}{20} = 29,75 \Rightarrow \text{Nous prenons } h_d = 60.$$

## 2) La nervure :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \text{ Avec une hauteur minimale de 25cm.}$$

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{595}{10} = 59,5 \Rightarrow \text{Nous prenons } h_n = 60.$$

La nervure du radier doit avoir une base  $b_n$  avec :

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \Rightarrow 24 \leq b_n \leq 42 \Rightarrow \text{Nous prenons } b_n = 75.$$

## 3) La hauteur de la dalle flottante :

$$\frac{595}{50} \leq e_f \leq \frac{595}{40} \Rightarrow 11.9 \leq e_f \leq 14.88$$

Soit :  $e_f = 12$  cm.

### Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- $h_n = 60$  cm  $\Leftrightarrow$  hauteur de la Nervure
- $h_d = 60$  cm  $\Leftrightarrow$  hauteur dalle
- $b_n = 75$  cm  $\Leftrightarrow$  Largeur de la nervure
- $h = 120$  cm  $\Leftrightarrow$  hauteur du Radier

### ➤ Détermination des efforts :

**ELU:**  $N_u = 124491.513$  kN

**ELS:**  $N_s = 88198.78$  kN

### Détermination de la surface nécessaire du radier :

**ELU:**

$$S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{124491.513}{1,33 \times 200} = 468.013 \text{ m}^2$$

**ELS:**

$$S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{88198.78}{200} = 440,99 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 687,324 \text{ m}^2 > 440,99 \text{ m}^2$$

### Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{120}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 60 \text{ m}^2$$

### ✓ Détermination de la surface du débord :

$$S_{\text{déb}} = (22,55 + 30,48) \times 2 \times 0,60 = 63,64 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{rad}} = 687,324 + 63,64 = 750,964 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = 750,964 \text{ m}^2$

### ✓ Détermination des efforts à la base du radier :

#### a) Charges permanentes :

Poids du bâtiment :  $G_{\text{bat}} = 52044,38 \text{ KN}$  (Tiré à partir du logiciel ETABS)

#### • Poids du radier :

$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{Poids de T.V.O} + \text{poids de la dalle flottante.}$

Poids de la dalle :  $P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$

$$P_{\text{dalle}} = (750,964 \times 0,6) \times 25 = 11264,46 \text{ KN}$$

**$P_{\text{dalle}} = 11264,46 \text{ KN}$**

**Poids de la nervure :**  $P_n = b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_n = (0,75 \times (1 - 0,6) \times 22,55 \times 7 \times 25) + (0,75 \times (1 - 0,6) \times 30,48 \times 8 \times 25)$$

**$P_n = 3012,675 \text{ KN.}$**

**Poids de T.V.O :**  $P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}}) \times \rho_{\text{TVO}}$

Avec :  $S_{\text{nerv}} = P_n / (0,6 \times 25) = 200,845 \text{ m}^2$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(750,964 - 200,845) \times (1,00 - 0,6)] \times 17 = 3740,809 \text{ KN.}$$

**$P_{\text{T.V.O}} = 3740,809 \text{ KN.}$**

**Poids de la dalle flottante libre :**  $P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{\text{df}} = 750,964 \times 0,12 \times 25 = 2252,892 \text{ KN. (} e_p = 12 \text{ cm).}$$

**$P_{\text{df}} = 2252,892 \text{ KN.}$**

#### **Poids totale du radier :**

$$G_{\text{rad}} = 11264,46 + 3012,675 + 3740,809 + 2252,892 = 20270,84 \text{ KN.}$$

#### b) Charges d'exploitation :

Surcharges du bâtiment :  $Q_{\text{bat}} = 36154,4 \text{ KN}$

**Le radier est un parking  $Q = 2,5$  (art 7.1 D.T.U 2.2)**

Surcharges du radier :  $Q_{\text{rad}} = 2,5 \times 750,964 = 1877,41 \text{ KN}$

### Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 20270,84 + 52044,38 = 72315,22 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = 1877,41 + 36154,4 = 38031,81 \text{ KN}$$

Combinaison d'action :

$$N_u = 1,35 \times 72315,22 + 1,5 \times 38031,81 = 154673,62 \text{ kN}$$

$$N_s = 72315,22 + 38031,81 = 110347,03 \text{ KN}$$

### ❖ Vérifications :

#### • Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\right) \text{ Mpa} = 2,5 \text{ Mpa} \quad \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,15 \times 25}{1,5} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 h_d = 0,9 \times 60 = 54 \text{ cm}$

$$T_u = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{154673,62}{750,964} \times \frac{11,95}{2} = 612,75 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{612,75}{1,054 \cdot 1000} = 1,13 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### • Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 740,354 \times 10 \times 1,00 = 11105,31 \text{ KN}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1,5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 1,00 \text{ m}$ )

$P = 66506,14 > 16396,83 \text{ KN} \Rightarrow$  pas de risque de soulèvement de la structure.

#### • Vérification de la stabilité du radier :

⌘ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = \frac{658,2305 \times 11,8663}{658,2305} = 11,87$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = \frac{658,2305 \times 16,7228}{658,2305} = 16,72$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré ;  
 $X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

⌘ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 28229,4114 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 45744,8775 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \times h$$

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment

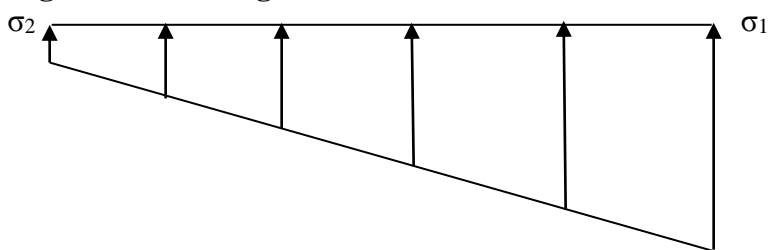
$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

**Figure.VII.1 : Diagramme des contraintes**



Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol} \quad (\text{RPA 99/2003 . Ar.10.1.4.1})$$

$$\text{A L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad (\text{RPA 99/2003 . Ar.10.1.4.1})$$

$$\text{Avec : } \sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{Rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

### ❖ Sens longitudinal :

$$M_x = 100213,117 + 4676,97 \times 1,00 = 104890,087 \text{ KN.m}$$

✓ **A l'ELU :  $M_x = 104890,087 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{Rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{154673,62}{750,964} + \frac{104890,087}{45744,8775} \times 11,87 = 233,18 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{Rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{154673,62}{750,964} - \frac{104890,087}{45744,8775} \times 11,87 = 178,75 \text{ KN / m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 233,18 + 178,75}{4} = 219,57 \text{ KN/ m}^2$$

$$1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/ m}^2.$$

$$\sigma_m < 1.33 \times \sigma_{sol} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ A P'ELS :  $M_x = 104890,087 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{Rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{110347,03}{750.964} + \frac{104890,087}{45744,8775} \times 11,87 = 174,16 \text{ KN/ m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{Rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{110347,03}{750.964} - \frac{104890,087}{45744,8775} \times 11,87 = 119,72 \text{ KN/ m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 174,16 + 119,72}{4} = 160,55 \text{ KN/ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/ m}^2.$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ *Sens transversal:*

$$M_x = 133307,914 + 5870,23 \times 1.00 = 139178.14 \text{ KN.m}$$

✓ A P'ELU :  $M_x = 139178.14 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{Rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{154673,62}{750.964} + \frac{139178.14}{28229,4114} \times 16,72 = 288,40 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{Rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{154673,62}{750.964} - \frac{139178.14}{28229,4114} \times 16,72 = 123,53 \text{ KN / m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 288.40 + 123,53}{4} = 247,04 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/ m}^2.$$

$$\sigma_m < 1.33 \times \sigma_{sol} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ A l'ELS :  $M_y = 139178.14 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{Rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{110347,03}{740.354} + \frac{139178.14}{28229,4114} \times 16,72 = 229,37 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{Rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{110347,03}{750.964} - \frac{139178.14}{28229,4114} \times 16,72 = 64.51 \text{ KN / m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 229.37 + 64.51}{4} = 188.16 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/ m}^2.$$

$\sigma_m < \sigma_{sol}$   $\implies$  **Condition vérifiée.**

### - Ferrailage du radier:

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte  $\sigma_m$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{Rad}}{S_{Rad}} = 219,57 - \frac{20270,84}{750.964} \times 1.00 = 192.58 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{Rad}}{S_{Rad}} = 160,55 - \frac{20270,84}{750.964} \times 1.00 = 133.56 \text{ KN/ ml}$$

Pour le ferrailage du radier, nous utiliserons les méthodes exposées dans le **(BEAL 91)**

#### a. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

Nous distinguons deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :**  $\rho < 0.4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :**  $0.4 \leq \rho \leq 1$ , les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**Identification du panneau le plus sollicité :**

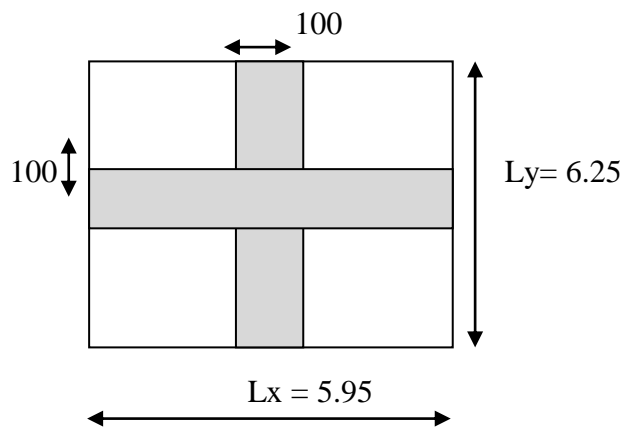


Figure X.2. Dimensions du panneau de dalle

$$v=0, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.95}{6.25} = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.888 \end{cases}$$

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

**VII.6..Calcul des armatures à l'ELU :**

**a) Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0410 \times 192.58 \times 5.95^2 = 279.53 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.888 \times 279.53 = 248.22 \text{ KNm}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de (0.5) aux appuis et (0.75) en travées.

**Tableau. Ferrailage du panneau le plus sollicité**

Sens	.....	Mu (KN.m)	M <sub>reduit</sub> (KN.m)	b (m)	d (m)	μ <sub>b</sub>	β	OBS	As (cm <sup>2</sup> )	A.adp (cm <sup>2</sup> )	St
X-X	Appuis	279.53	139.765	1,00	0,55	0,033	0,983	SSA	7,43	6HA16=12.06	15
	Travée		209.648	1,00	0,55	0,049	0,974	SSA	11,25	6HA16=12,06	15
Y-Y	Appuis	248.22	124.11	1,00	0,55	0,029	0,985	SSA	6,58	5HA16=10.05	20
	Travée		186.165	1,00	0,55	0,043	0,978	SSA	9,95	5HA16=10,05	20

**VII.7. Vérification à l'ELU:**

**a. Condition de non fragilité :**

**a.1. Armatures parallèles à L<sub>x</sub> :**

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec: } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}, \quad \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

W<sub>x</sub> : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armatures minimale dans une direction donnée à la section totale de béton.

W<sub>0</sub> : Taux d'aciers minimal.

W<sub>0</sub> = 0.8 ‰ pour les HA de nuance feE400.

**a.2. Armatures parallèles à L<sub>y</sub> :**

$$W_y = \frac{A_{\min}}{bd} \geq W_0$$

$$A_{\min} \geq b \times d \times W_0 = 100 \times 55 \times 0.0008 = 4.4 \text{ cm}^2 .$$

**Conclusion :** La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens

**b. Espacement (Art A8.2 242 BAEL91) :**

Direction la plus sollicitée: St = 25cm < min (3h, 33 cm) = 33 cm.

Direction la moins sollicitée : St = 15 cm < min (4h, 45 cm) = 45 cm.

**Conclusion :** la condition est vérifiée dans les deux sens

**c. Vérification de la contrainte de cisaillement (B.A.E.L.91.article :A.5.1,211) :**

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

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{192.58 \times 5.95}{2} = 572,93 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{572,93 \times 10^3}{1000 \times 550} = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \}.$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}.$$

### VII.8.Ferraillage des nervures :

Elles seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

#### VII.8.1.Sollicitation de calcul :

$$q_U = 192.58 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = 133.56 \text{ kN/m}^2$$

#### Remarque :

- Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.
- Pour le calcul du ferraillage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

#### VII.8.2.Schéma statique de calcul :

#### Remarque :

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $L_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

#### a) Cas de chargement trapézoïdal.

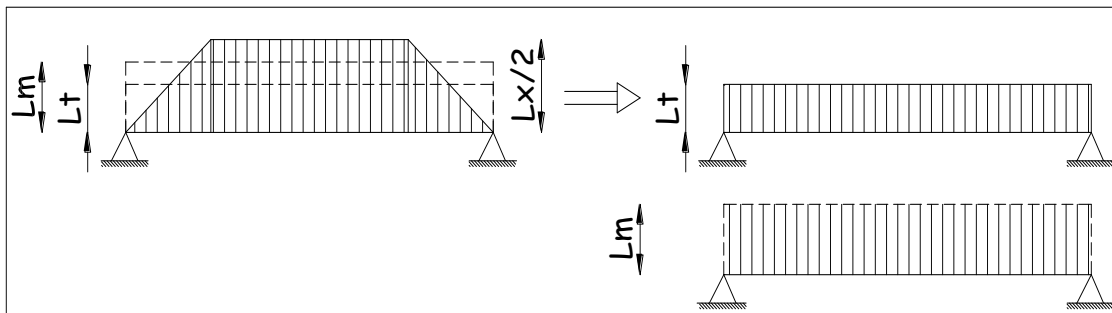


Figure X.7. Présentation des chargements simplifiés.

#### Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

#### a. Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur $L_m$ ) :

$$L_m = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$$

#### b. Cas de chargement triangulaire :

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

#### - Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur $L_t$ ) :

$$(1) \Rightarrow L_t = 0.25 \times L_x$$

**c. Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur Lm) :**

$$(2) \Rightarrow L_m = 0.333 \times L_x$$

**VII.8.3. Calcul des charges :**

**a. Sens longitudinal**

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

**Tab. Valeurs de calcul des charges des panneaux**

Travée	$L_x$	$L_y$	$\rho_x$	Lm	Lt	$q_u$	$q_s$
A-B	5,95	6,33	0,94	2,10	1,66	192,58	133,56
	5,95	7,07	0,84	2,27	1,92	192,58	133,56
B-C	5,95	6,33	0,94	2,10	1,66	192,58	133,56
	5,95	7,07	0,84	2,27	1,92	192,58	133,56
C-D	5,95	6,33	0,94	2,10	1,66	192,58	133,56
	5,95	7,07	0,84	2,27	1,92	192,58	133,56
D-E	4,70	6,33	0,74	1,92	1,70	192,58	133,56
	4,70	7,07	0,66	2,00	1,83	192,58	133,56

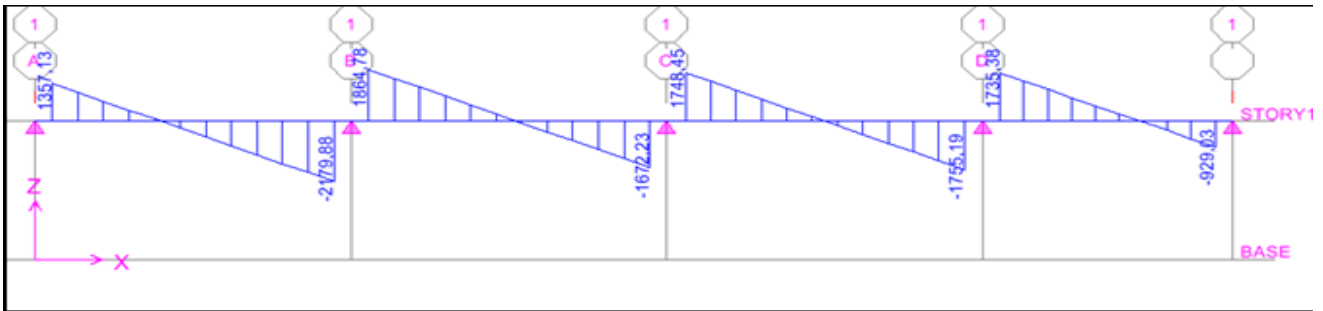
**Tab. Valeurs de calcul des charges des panneaux inférieurs :**

Travée	$Q_{um}$	$Q_{sm}$	$\Sigma Q_{sm}$	$\Sigma Q_{um}$	$Q_{ut}$	$\Sigma Q_{ut}$	$Q_{st}$	$\Sigma Q_{st}$
A-B	404,19	841,86	280,32	583,85	319,82	689,86	221,81	478,44
	437,66		303,53		370,03		256,63	
B-C	404,19	841,86	280,32	583,85	319,82	689,86	221,81	478,44
	437,66		303,53		370,03		256,63	
C-D	404,19	841,86	280,32	583,85	319,82	689,86	221,81	478,44
	437,66		303,53		370,03		256,63	
D-E	369,40	755,29	256,19	523,82	327,81	680,38	227,35	471,86
	385,90		267,63		352,56		244,51	

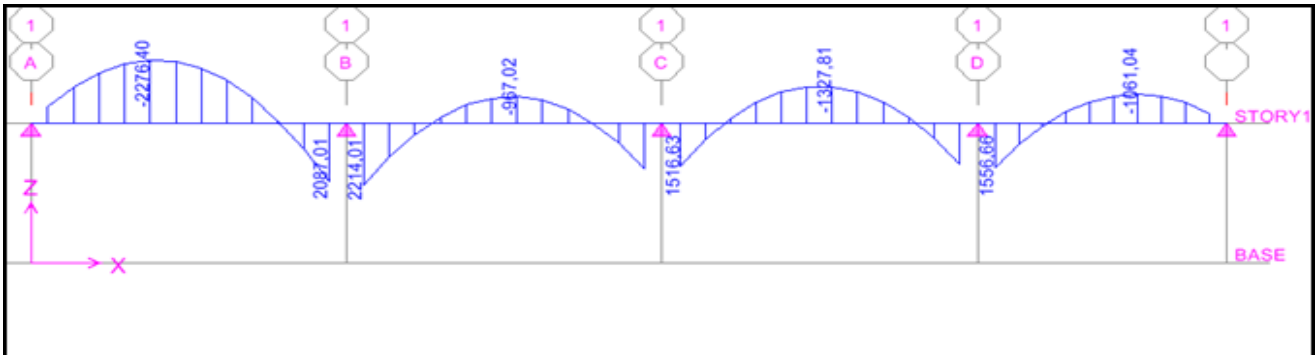
**a.1. Détermination des moments fléchissant :**

Pour le calcul moments fléchissant, on utilise le programme ETBAS

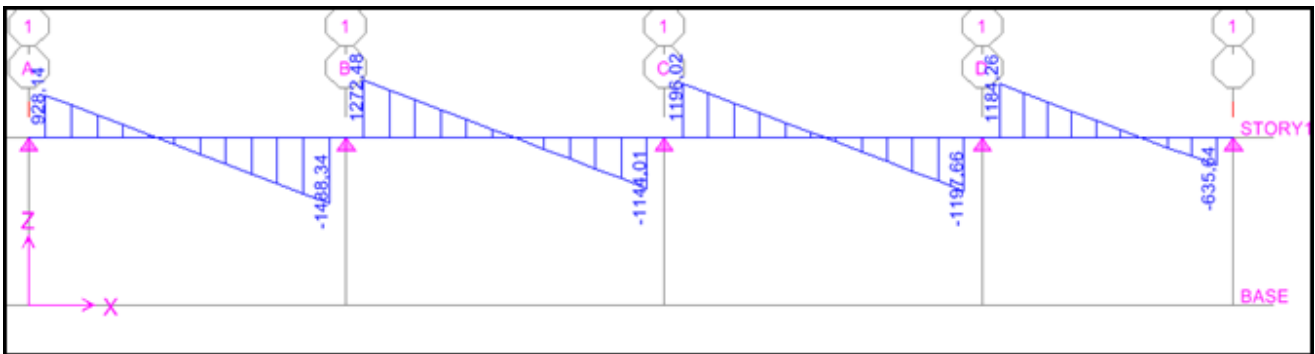
❖ Diagramme des efforts tranchants ELU :



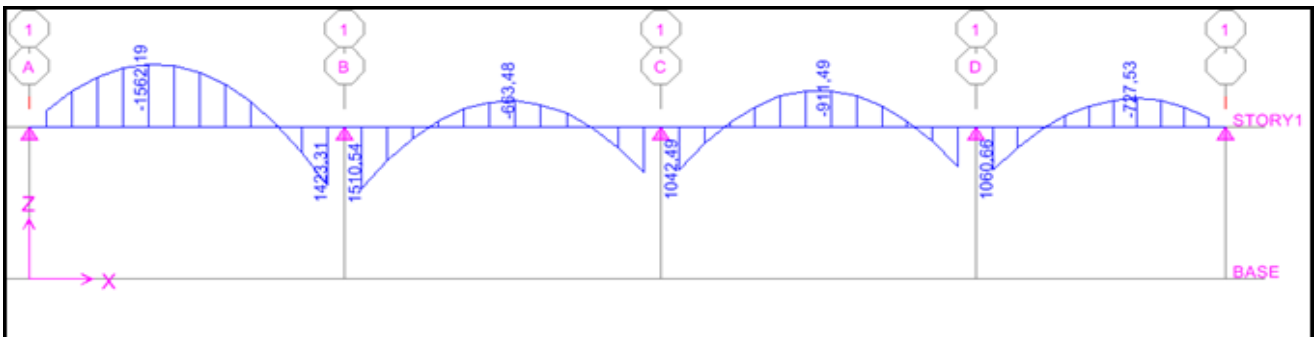
❖ Diagramme des moments fléchissant à ELU :



❖ Diagramme des efforts tranchants ELS :



❖ Diagramme des moments fléchissant ELS :



**a. Sens transversal :**

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

**Tab. Valeurs de calcul des charges des panneaux**

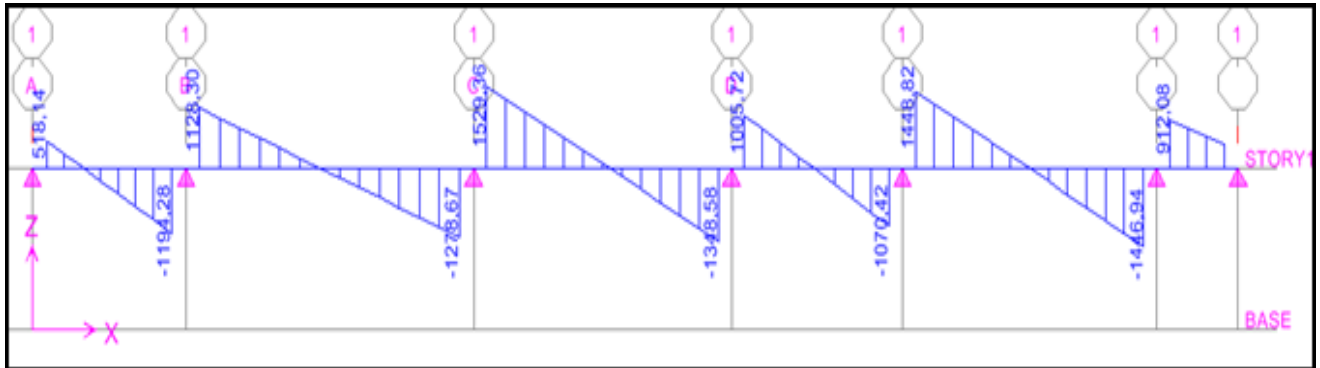
Travée	$L_x$	$L_y$	$\rho_x$	Lm	Lt	$q_u$	$q_s$
1 - 2	2,00	5,95	0,34	0,96	0,94	192,58	133,56
	2,00	5,95	0,34	0,96	0,94	192,58	133,56
2 - 3	6,25	5,95	0,95	1,98	1,40	192,58	133,56
	6,25	5,95	0,95	1,98	1,40	192,58	133,56
3 - 4	4,20	5,95	0,71	1,75	1,58	192,58	133,56
	4,20	5,95	0,71	1,75	1,58	192,58	133,56
4 - 5	6,33	5,95	0,93	1,97	1,37	192,58	133,56
	6,33	5,95	0,93	1,97	1,37	192,58	133,56
5 - 6	7,07	5,95	0,84	1,87	1,04	192,58	133,56
	7,07	5,95	0,84	1,87	1,04	192,58	133,56
6 - 7	3,77	5,95	0,63	1,63	1,51	192,58	133,56
	3,77	5,95	0,63	1,63	1,51	192,58	133,56

Travée	$Q_{um}$	$\Sigma Q_{um}$	$Q_{sm}$	$\Sigma Q_{sm}$	$Q_{ut}$	$\Sigma Q_{ut}$	$Q_{st}$	$\Sigma Q_{st}$
01 - 02	185,33	370,65	128,53	257,06	181,70	363,40	126,01	252,03
	185,33		128,53		181,70		126,01	
02 - 03	380,47	760,94	263,87	527,73	269,80	539,60	187,11	374,23
	380,47		263,87		269,80		187,11	
03 - 04	337,25	674,50	233,89	467,78	303,66	607,33	210,60	421,20
	337,25		233,89		303,66		210,60	
04 - 05	379,56	759,13	263,24	526,48	264,59	529,18	183,50	367,00
	379,56		263,24		264,59		183,50	
05 - 06	360,38	720,75	249,93	499,86	200,18	400,36	138,83	277,66
	360,38		249,93		200,18		138,83	
06 - 07	314,43	628,87	218,07	436,14	290,14	580,29	201,22	402,45
	314,43		218,07		290,14		201,22	

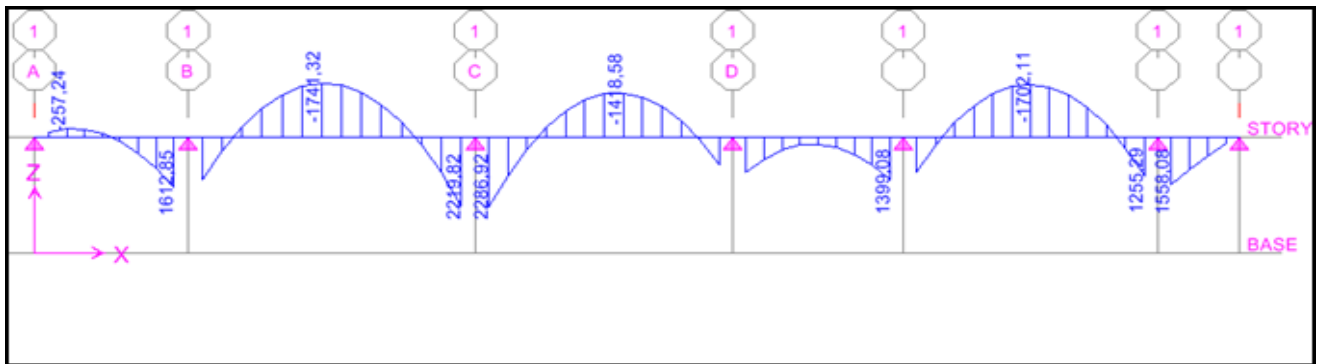
### a.1. Détermination des moments fléchissant :

Pour le calcul moments fléchissant, on utilise le programme ETBAS

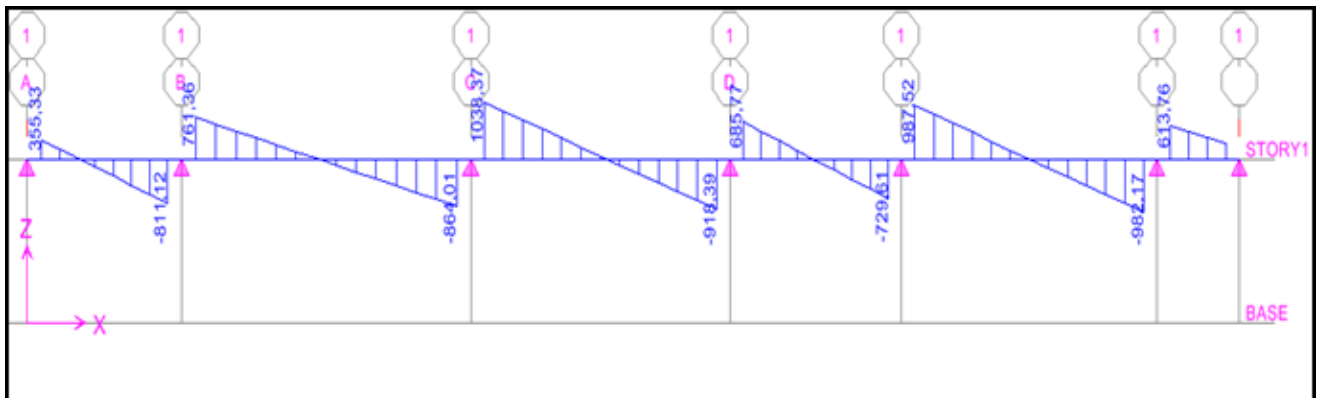
#### ❖ Diagramme des efforts tranchants ELU:



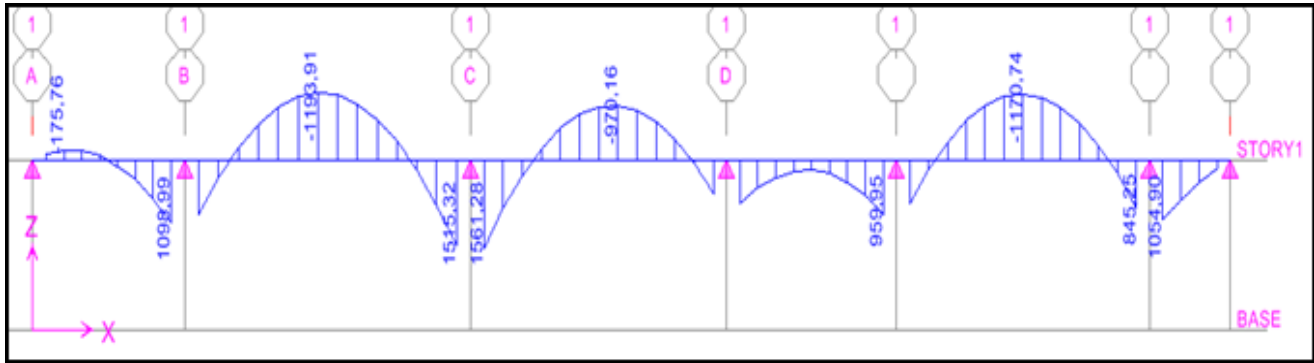
#### ❖ Diagrammes des moments fléchissant et ELU :



#### ❖ Diagramme des efforts tranchants ELS:



❖ Diagrammes des moments fléchissant et ELS :



8.4. Détermination des sections d'armatures des nervures

$b = 75\text{cm}$  ;  $d = h - c = 115\text{cm}$  ;

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{\text{amax}}$ (KN.m)	2214,01	1510,54	2286,92	1561,28
$M_{\text{tmax}}$ (KN.m)	2276,40	1562,19	1741,32	1193,91
$T_{\text{max}}$ (KN)	2179,88	1488,34	1529,36	1038,37

• Sens longitudinal :

Tab. Calcul des armatures de la nervure.

Sens	.....	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu$	$\mu_l$	OBS	$\beta$	$A_s(\text{cm}^2)$	A.adp(cm <sup>2</sup> )
X-X	Appuis	2214,01	0,158	0,392	SSA	0,914	60,53	6HA25 Filantes + 10HA20 Chapeaux = 60,86 cm <sup>2</sup>
	Travée	2276,40	0,162	0,392	SSA	0,911	62,44	6HA25 Filantes + 12HA20 Chapeaux = 67,14 cm <sup>2</sup>

- **Sens transversal :**

**TableauX.10 Calcul des armatures de la nervure.**

Sens	....	Mu(KN.m)	$\mu$	$\mu_i$	OBS	$\beta$	As(cm2)	A.adp(cm2)
Y-Y	Appuis	2286,92	0,163	0,392	SSA	0,912	62,66	6HA25 Filantes + 12HA20 Chapeaux = 67,14 cm <sup>2</sup>
	Travée	1741,32	0,124	0,392	SSA	0,934	46,59	6HA25 Filantes + 6HA20 Chapeaux = 48,29 cm <sup>2</sup>

#### X.8.4.2. Armature transversal :

- Espacement des armatures :

$$\varphi_t = \frac{\varphi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varphi \right\} = \min \left\{ \frac{120}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{30 \text{ cm}; 24 \text{ cm}\} = 24 \text{ cm}$$

On adopte **st=10cm**

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

**En zone nodale :**  $A_{min} = 0,003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 75 = 2.25 \text{ cm}^2$

**En zone courante :**  $A_{min} = 0,003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 75 = 3,375 \text{ cm}^2$

Soit : deux cadres soit de  $10 = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$  **Condition vérifié**

- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 120cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / 1.2\text{ml} \times 1 = 2.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm<sup>2</sup>**

#### - Vérifications à l'ELU :

- Condition de non fragilité (B.A.E.L.91.article :A.4.2) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 75 \times 115 \times 2.1}{400} = 10.41 \text{ cm}^2$$

**Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.**

- Vérification de la contrainte de cisaillement (B.A.E.L.91.article :A.5.1,211) :

#### -Sens longitudinal :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

L'effort tranchant maximal est :  $V_u = 2179,88 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{2179,88 \times 10^{-3}}{1.15 \times 0.75} = 2.52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \{0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = \min \{3.25; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.52 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

#### -Sens transversal :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

L'effort tranchant maximal est :  $V_u = 1529,36 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{1529,36 \times 10^{-3}}{1.15 \times 0.75} = 1.77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \{0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = \min \{3.25; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 1.77 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

#### - Vérification à l'ELS :

- Sens longitudinal :

Le calcul se fera avec les moments max en travées et en appuis.

$$M_{a \max} = 1510,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 1562,19 \text{ N.m}$$

- **Dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

- **Dans les aciers :**

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Sens	Zone	A <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	Obs
X-X	Appuis	63,57	1510,54	224,6	348	6,65	15	Cv
	Travée	63,57	1562,19	232,3	348	6,88	15	Cv
Y-Y	Appuis	63,57	1561,28	232,1	348	6,88	15	Cv
	Travée	48,9	1193,91	230,1	348	6,09	15	Cv

**Remarque :**

Les résultats de :  $\sigma_{st}$ ,  $\bar{\sigma}_{st}$ ,  $\sigma_b$ ,  $\bar{\sigma}_b$  sont trouvés a partir du logiciel socotec.

## **- CONCLUSION :**

Ce travail nous permet de juger et de faire le constat des connaissances que nous avons acquises durant les années de formation en génie de construction, et de connaître les différents problèmes que nous pouvons rencontrer au cours de l'étude d'un projet.

parmi ces différents problèmes , on peut citer celui de la conception d'une structure qui doit être bien faite, bien disposée et dimensionner les voiles pour avoir une bonne répartition des efforts ce qui va nous éviter des désagréments par la suite .

Après acquisition d'une bonne base théorique, l'ingénieur doit se forger et se perfectionner en pratique veillant à la réalisation de son projet sur le terrain, il doit faire des corrections et des modifications en cas de nécessité.

Il doit déceler et résoudre les différents problèmes de mise en œuvre.

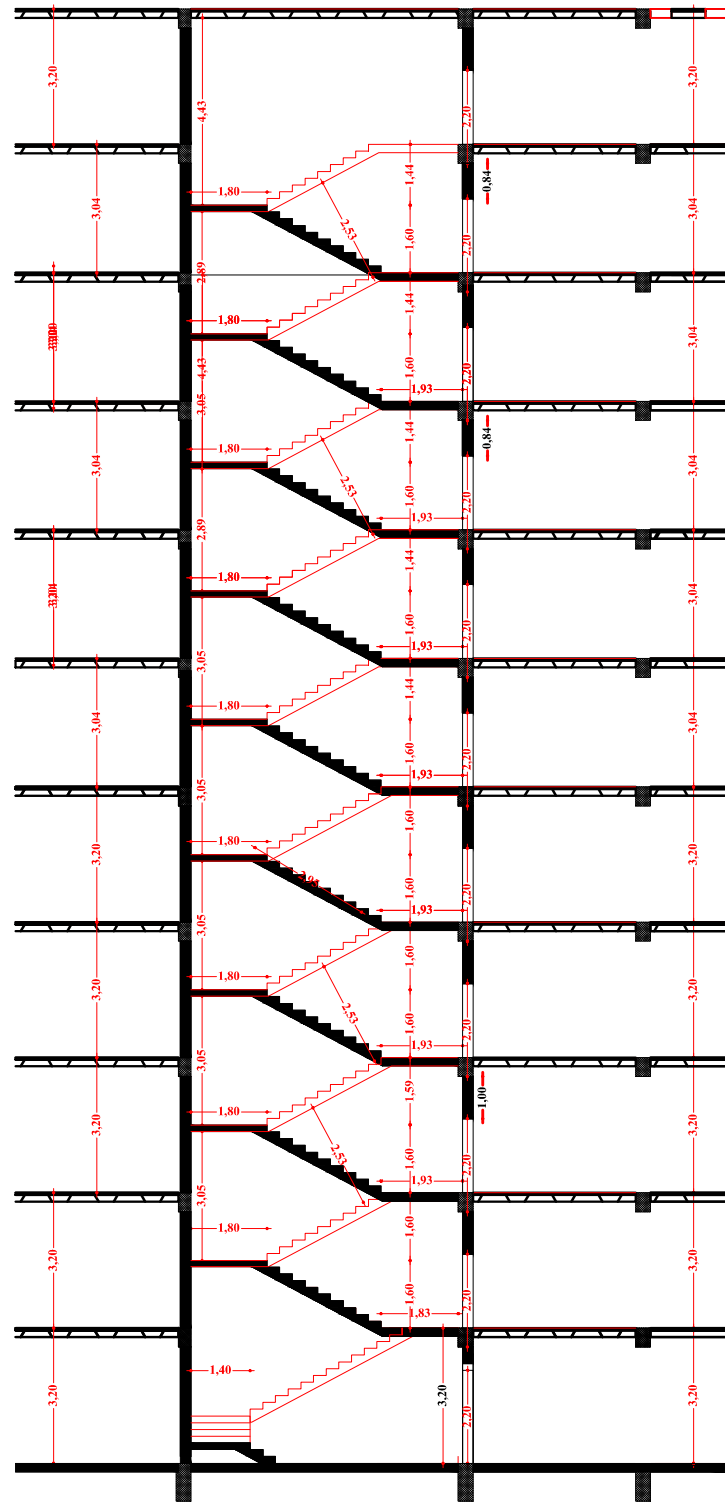
Il doit mener le projet à terme dans les délais prévus avec un cout ne dépassant pas le prévisionnel.

En dernier, ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnel.

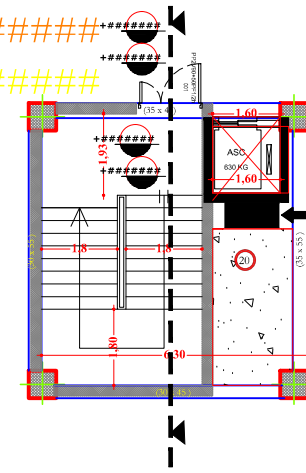
**COUPE B-B**

- NIV:  
 -3.20  
 +0.00  
 +3.20  
 +6.40  
 +9.60  
 +12.80  
 +15,84  
 +18.88  
 +#####  
 +#####  
 +#####

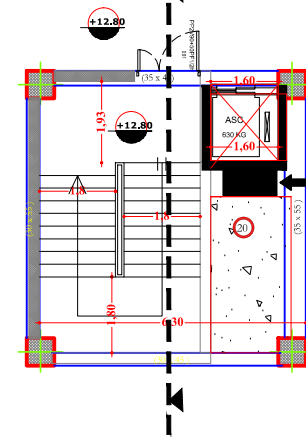
**COUPE SCHEMATIQUE BB**



NIV: +#####  
 NIV: +#####

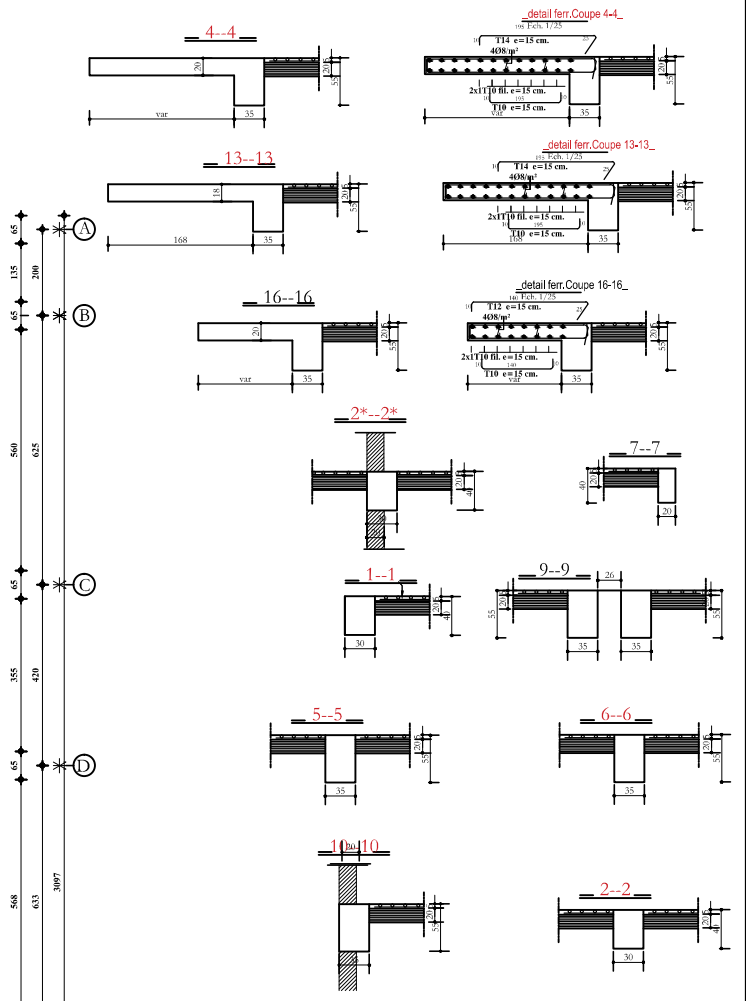
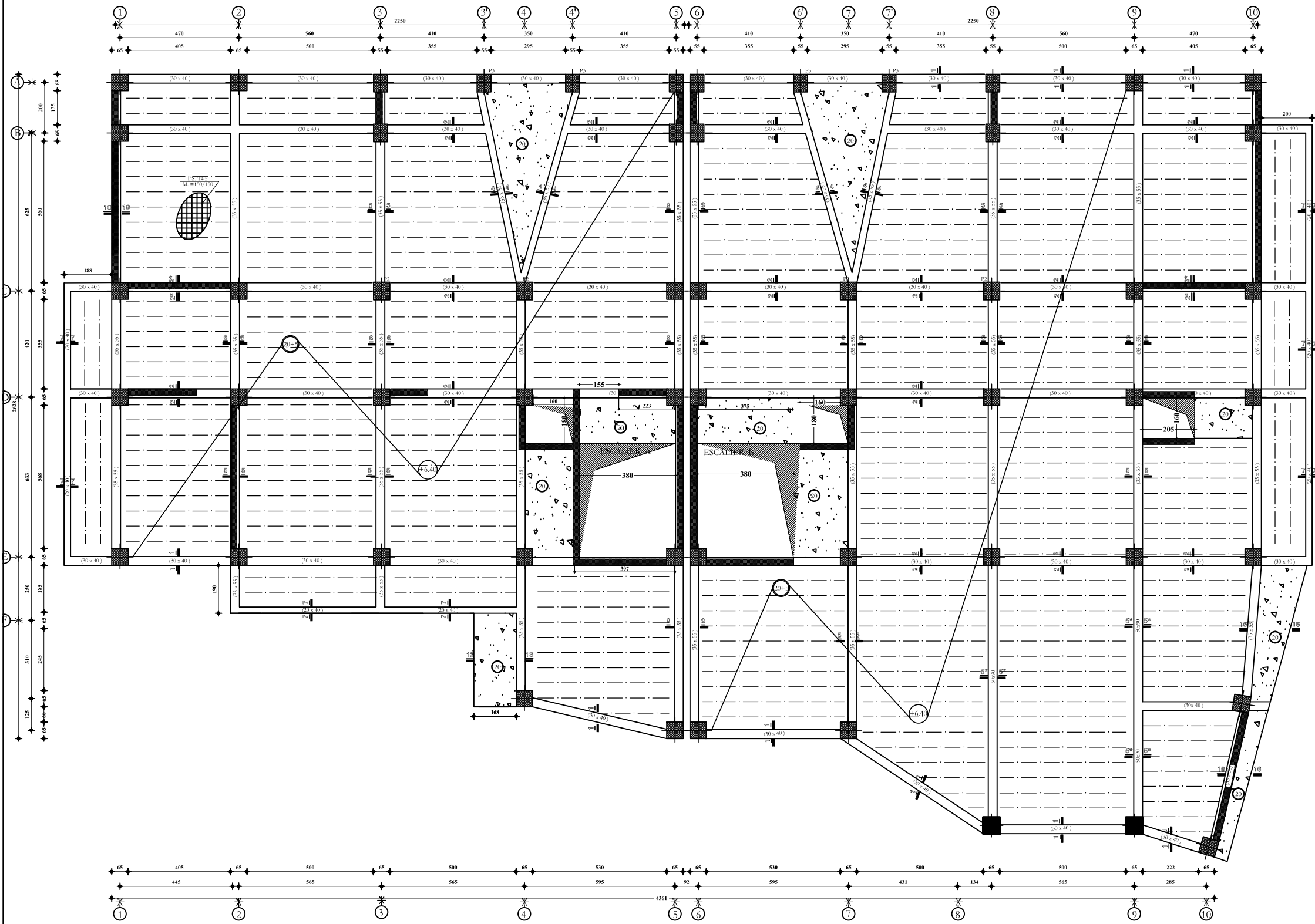


NIVEAU + 12.80, + 15.84, + 18.88, + 21.92, + 24.96



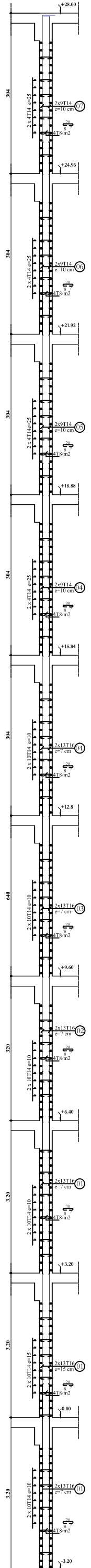
REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA: <u>WILAYAT AL DJAZAIR</u>	PROJET: REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOLS
DAIRA: _____	
COMMUNE: _____	
VILLAGE: _____	
<b>DOSSIER</b>	
DOSSIER: ARCHITECTURE	
COUPE B-B	ECHELLES: 1/30
NIV: -3.20, +0.00, +3.20, +6.40, +9.60, +12.80, +15.84, +18.88, +21.92, +24.96, +28.00	DATE: _____
	<b>PLANCHE N: II</b>
MAITRE DE L'OUVRAGE	
MAITRE D'OEUVRE	VISA
BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME	
<b>"ESPACE" MOBAREK AHMED</b>	
Modifications: _____	

# COFFRAGE PLANCHER NIV : +6.40



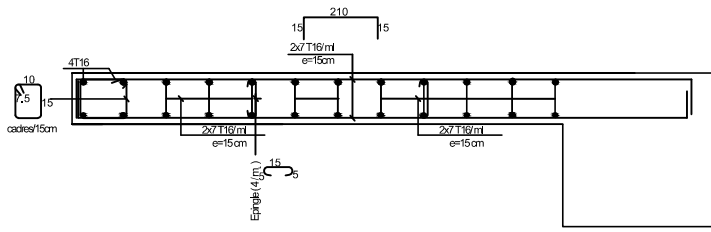
<b>REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>	
<b>WILAYA</b> ALGER	
<b>DAIRA</b> ALGER	
<b>COMMUNE</b> ALGER	
<b>PROJET: REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOL</b>	
<b>DOSSIER</b>	<b>DOSSIER : GENIE CIVIL</b>
COFFRAGE DU PLANCHER	<b>ECHELLES: 1/50</b>
	<b>DATE :</b>
<b>ETUDIER PAR:</b> - HAMADOUCHE SAID - HAMANACHE TAHAR	
<b>ENCADRE PAR:</b> - MR MEGHLAT	<b>VISA</b>
<b>Modification :</b>	

Coupe sur voiles  
ép=20 cm



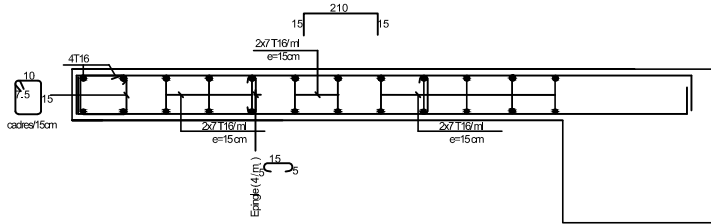
## VOILES VL1,VL2

### VOILES VL1,VL2 zone I sous sol ,RDC



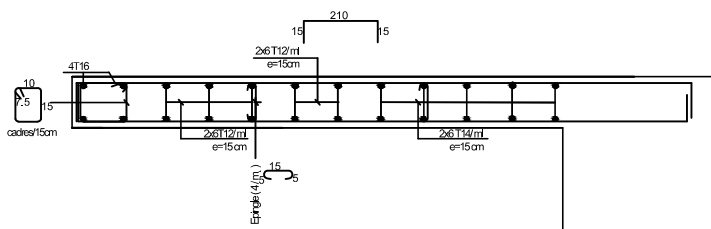
200

### VOILES VL1,VL2 zone II ETAGE 2



200

### VOILES VL1,VL2 zone III ETAGE 5



200

65

55

45

REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA TIZI OUZOU

DAIRA TIGZIRT

COMMUNE

PROJET:  
REALISATION D'UNE  
RESIDENCE TOURISTIQUE en  
R+9 +1 Sous SOL

DOSSIER

COFFRAGE - FERRAILLAGE  
DES VOILES

DOSSIER : GENIE CIVIL

ECHELLES: 1/50

DATE :

ETUDIER PAR:

- HAMADOUCHE SAID  
- HAMANACHE TAHAR

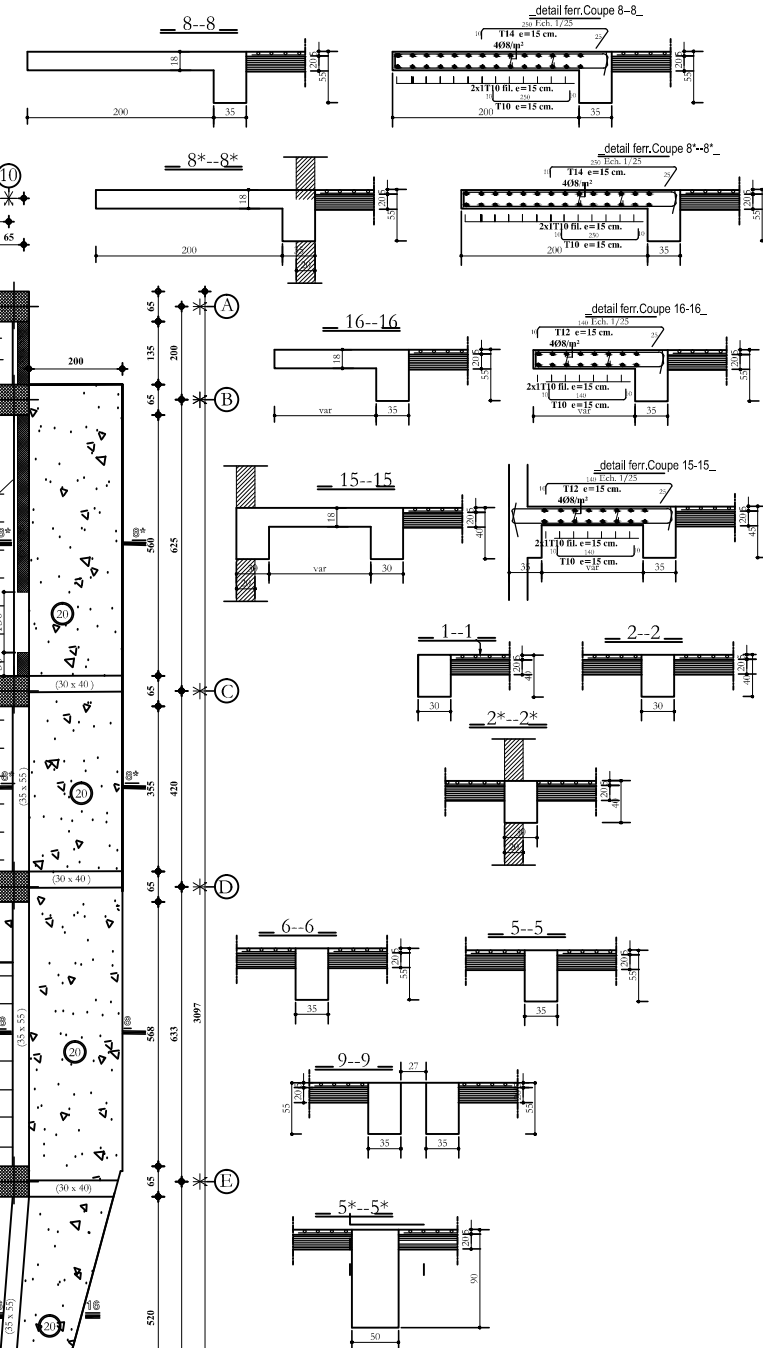
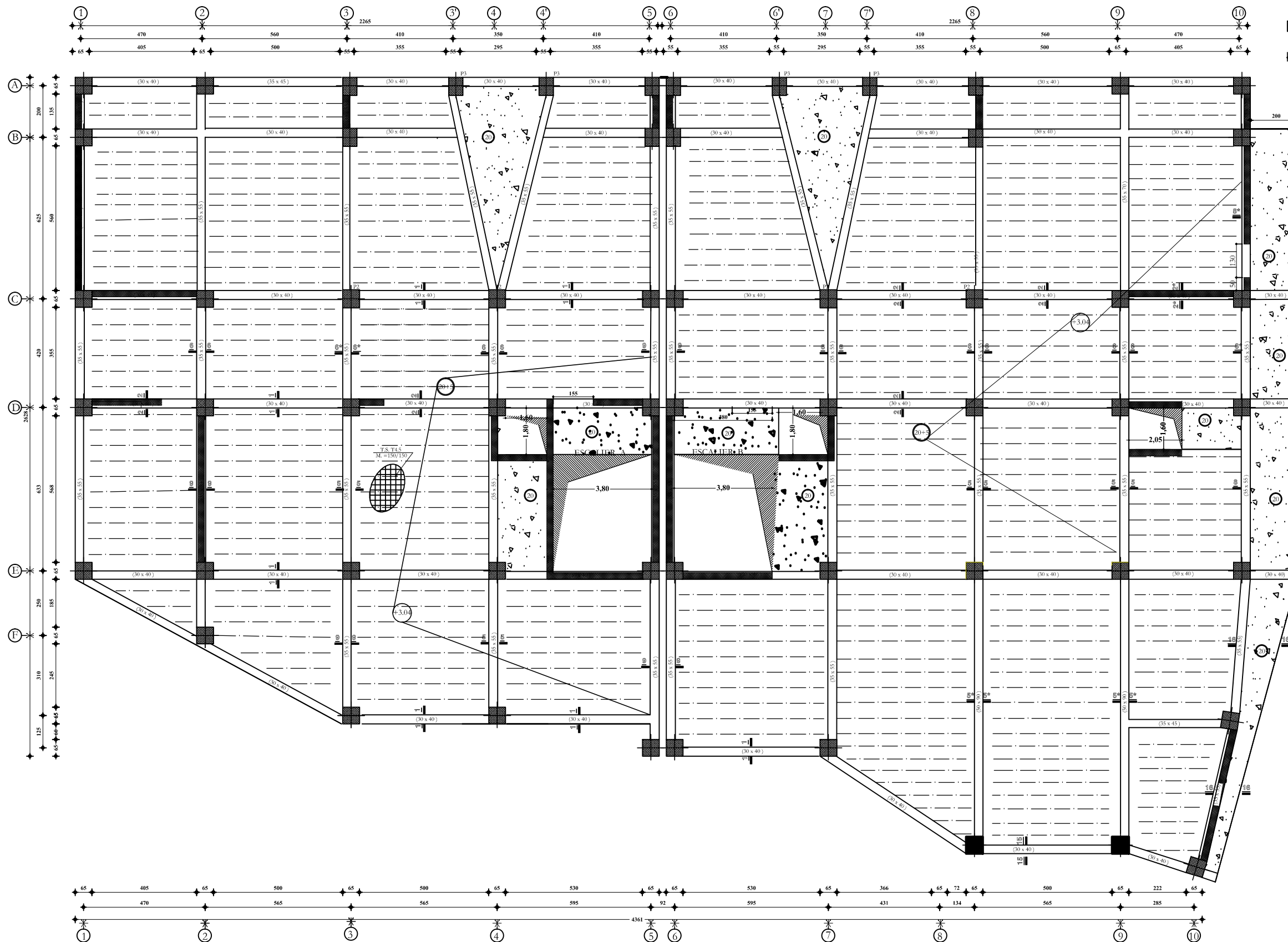
ENCADRE PAR:

- MR MEGHLAT

VISA

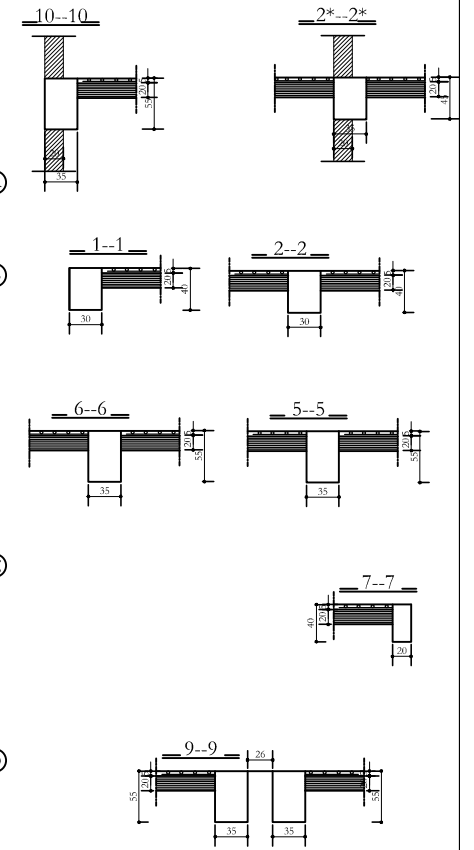
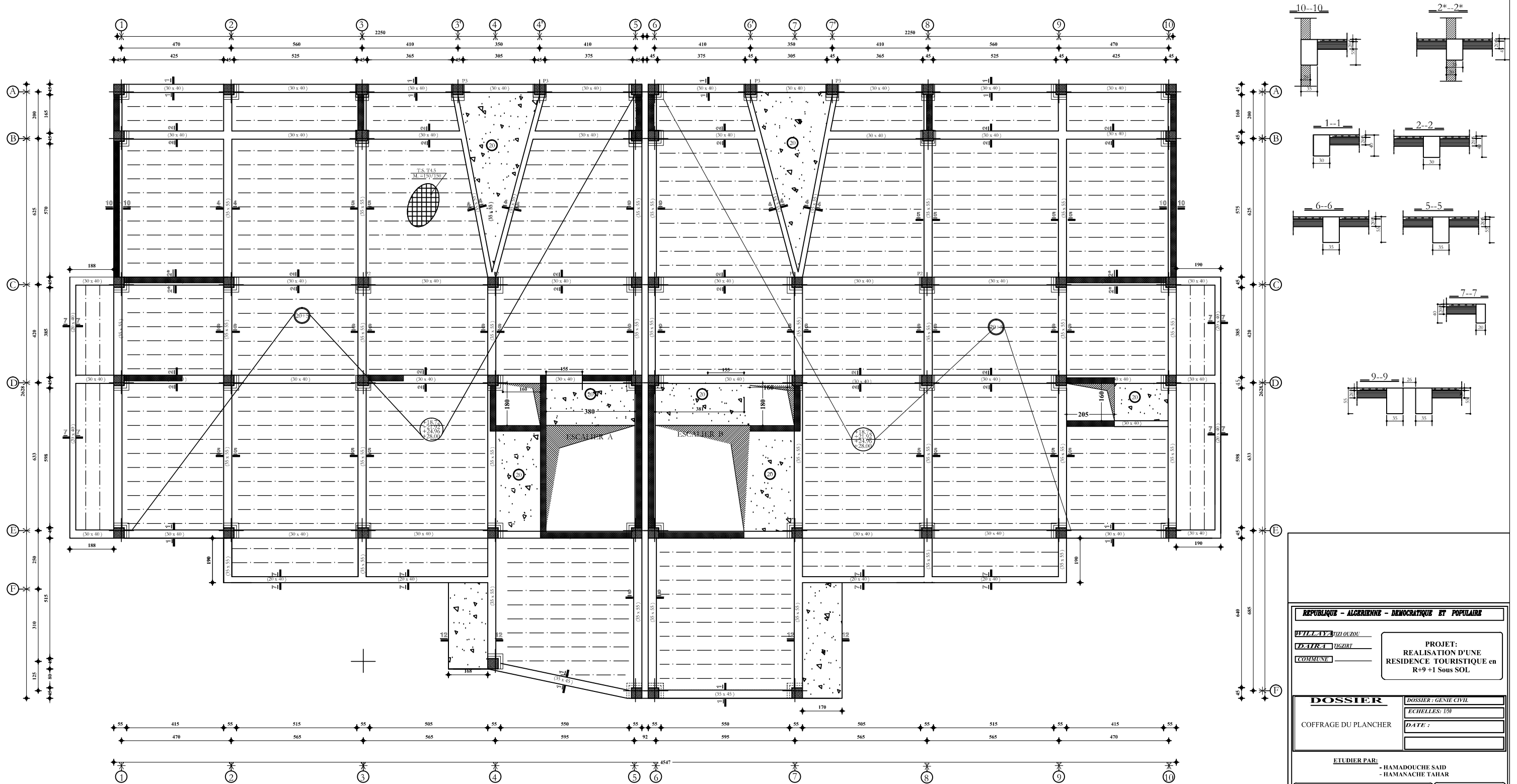
Modification :

# COFFRAGE PLANCHER NIV : +3.20



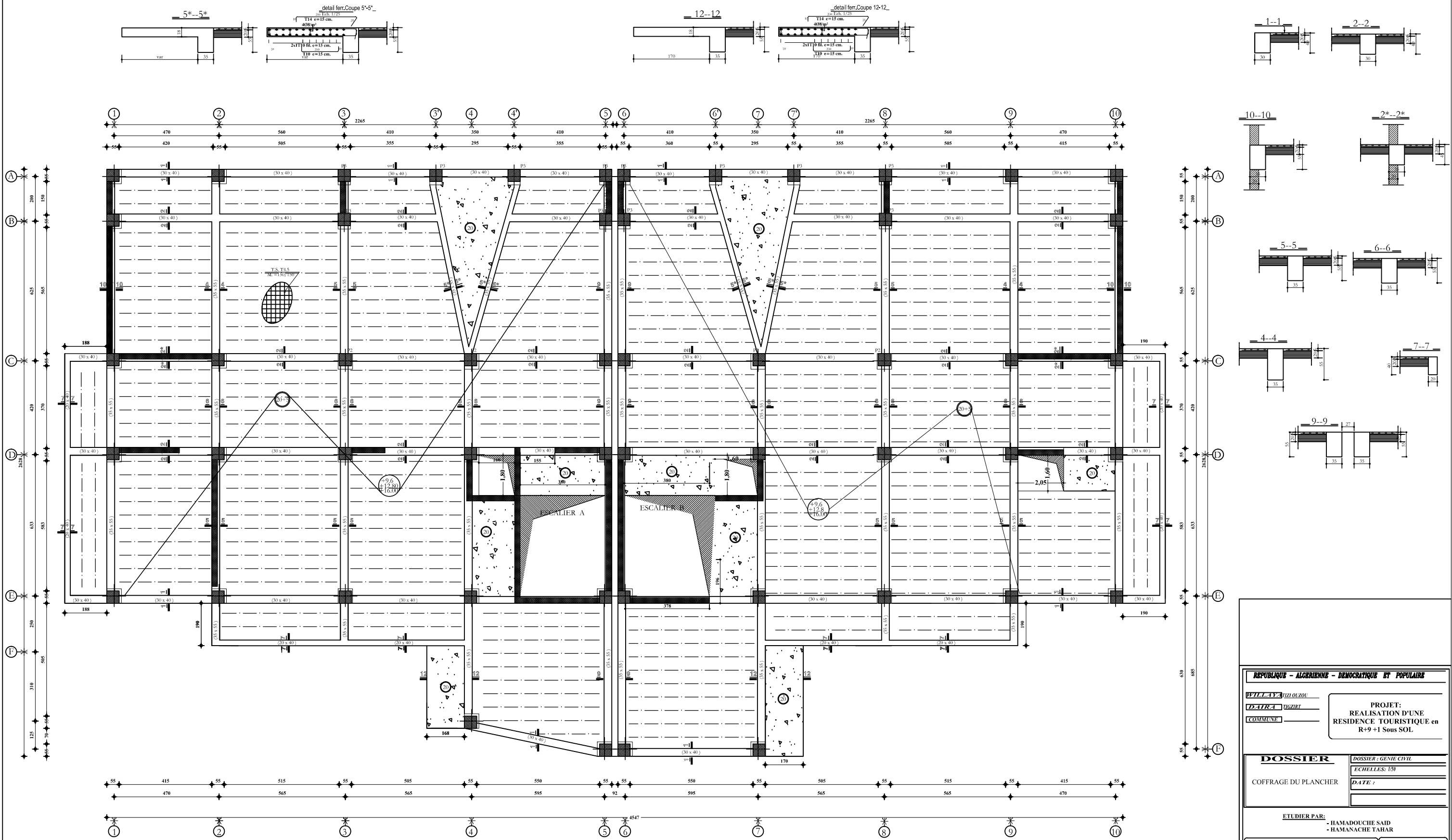
<b>REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>	
WILAYA <b>ALGER</b>	
DAIRA <b>ALGER</b>	
COMMUNE _____	
<b>PROJET:</b> REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOL	
<b>DOSSIER</b>	DOSSIER : GENIE CIVIL
	ECHELLES: 1/50
COFFRAGE DU PLANCHER	DATE :
<b>ETUDIER PAR:</b> - HAMADOUCHE SAID - HAMANACHE TAHAR	
<b>ENCADRE PAR:</b> - MR MEGHLAT	<b>VISA</b>
Modification :	

# COFFRAGE PLANCHERS NIV : +19.04, +22.08 ,+25.12 , +28.16 & +31.20



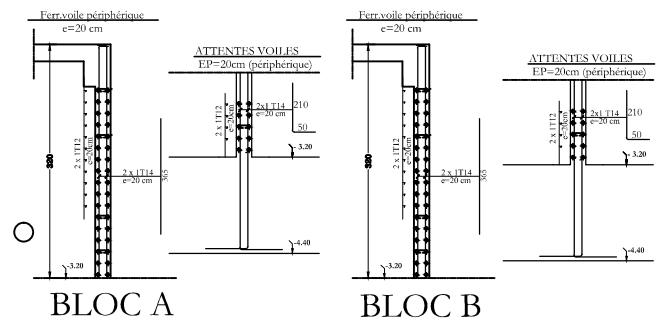
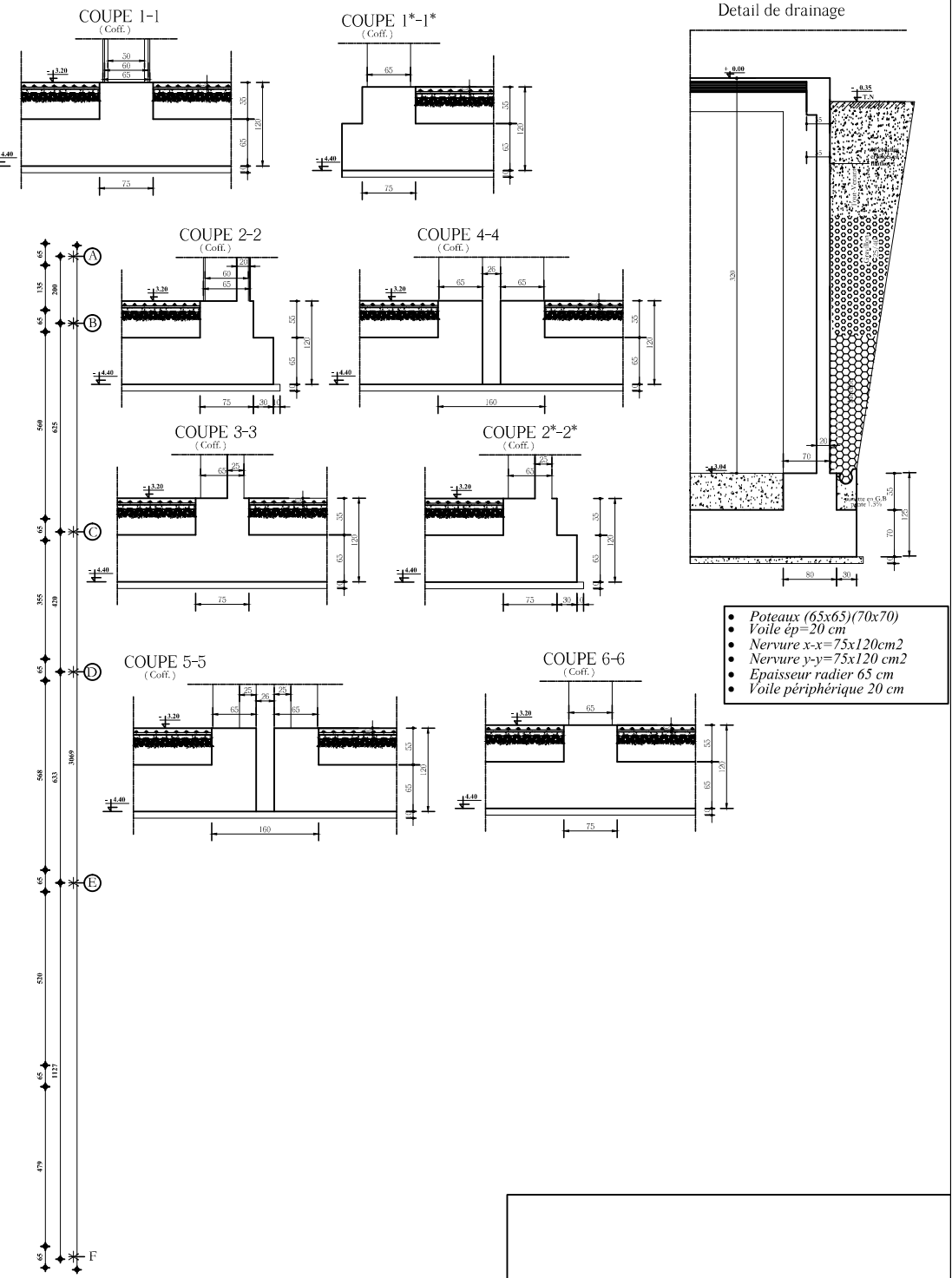
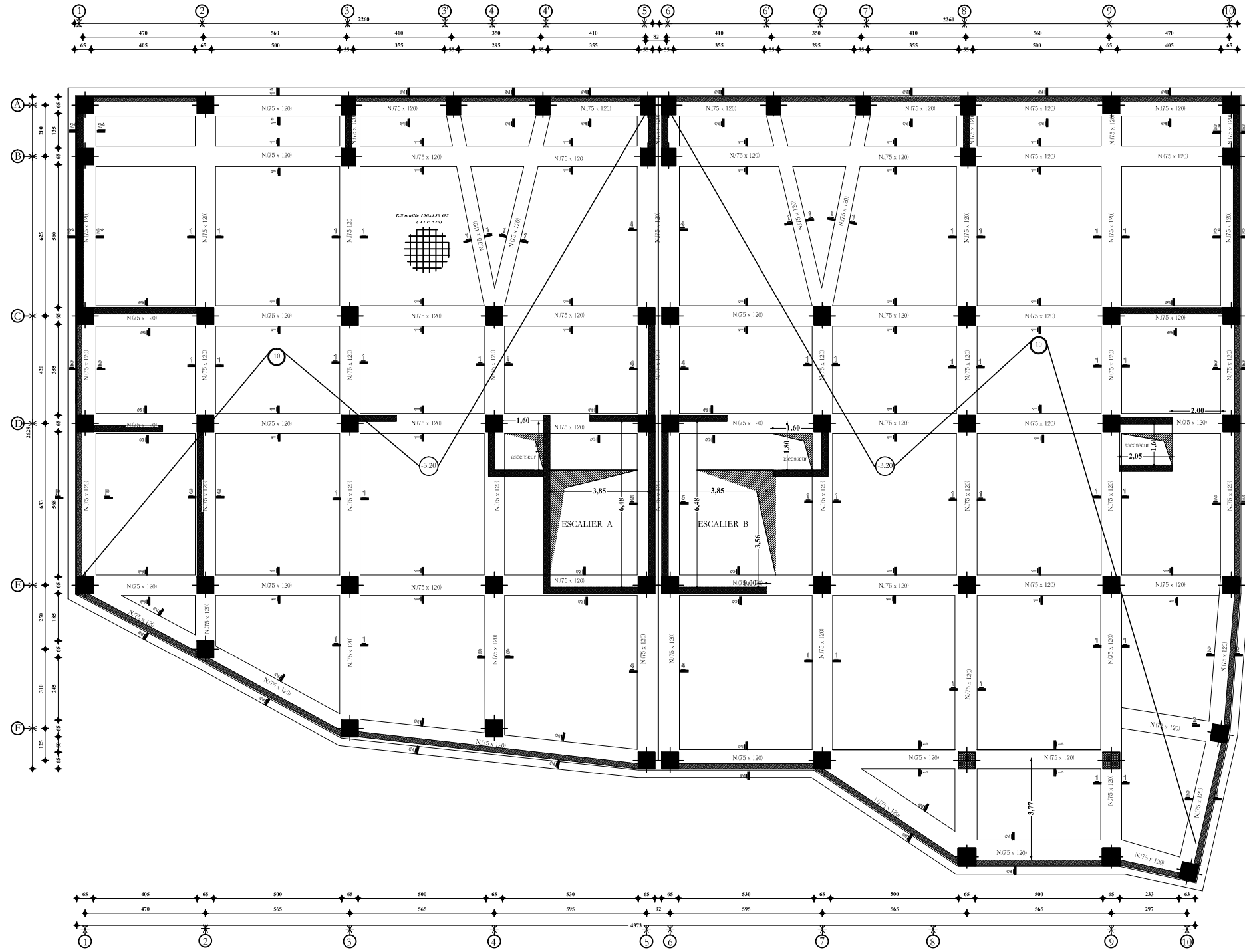
REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA : ALGER	PROJET : REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOL
COMMUNE : ALGER	
DOSSIER : COFFRAGE DU PLANCHER	DOSSIER : GENIE CIVIL
	ECHELLES: 1/30
	DATE :
ETUDIER PAR : - HAMADOUCHE SAID - HAMANACHE TAHAR	VISA
ENCADRE PAR : - MR MEGHLAT	

# COFFRAGE PLANCHERS NIV : +9.60 , +12.80 & +16.00



REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILLAY <b>WILLOUZO</b> DTRA <b>DIGIRT</b> COMMUNE	PROJET: REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOL
<b>DOSSIER</b> COFFRAGE DU PLANCHER	DOSSIER : GENIE CIVIL ECHELLES: 1/30 DATE :
ETUDIER PAR: - HAMADOUCHE SAID - HAMANACHE TAHAR	
ENCADRE PAR: - MR MEGHLAT	VISA
Modification:	

# COFFRAGE DU RADIER NIV : -3.20



REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

VILLAYA VIZI OUZOU  
DAIRA VIZIART  
COMMUNE

PROJET:  
REALISATION D'UNE  
RESIDENCE TOURISTIQUE en  
R+9 +1 Sous SOL

DOSSIER  
COFFRAGE DU RADIER

DOSSIER : GENIE CIVIL  
ECHELLES: 1/50  
DATE :

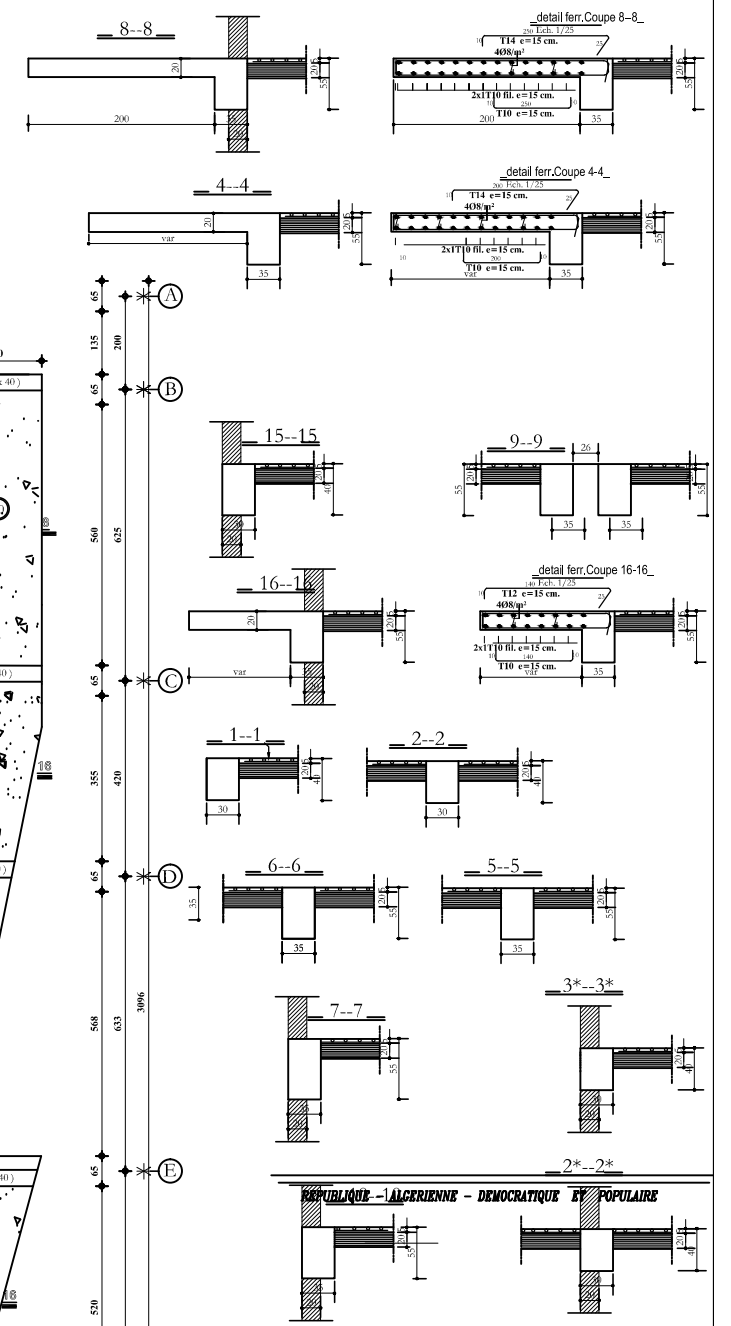
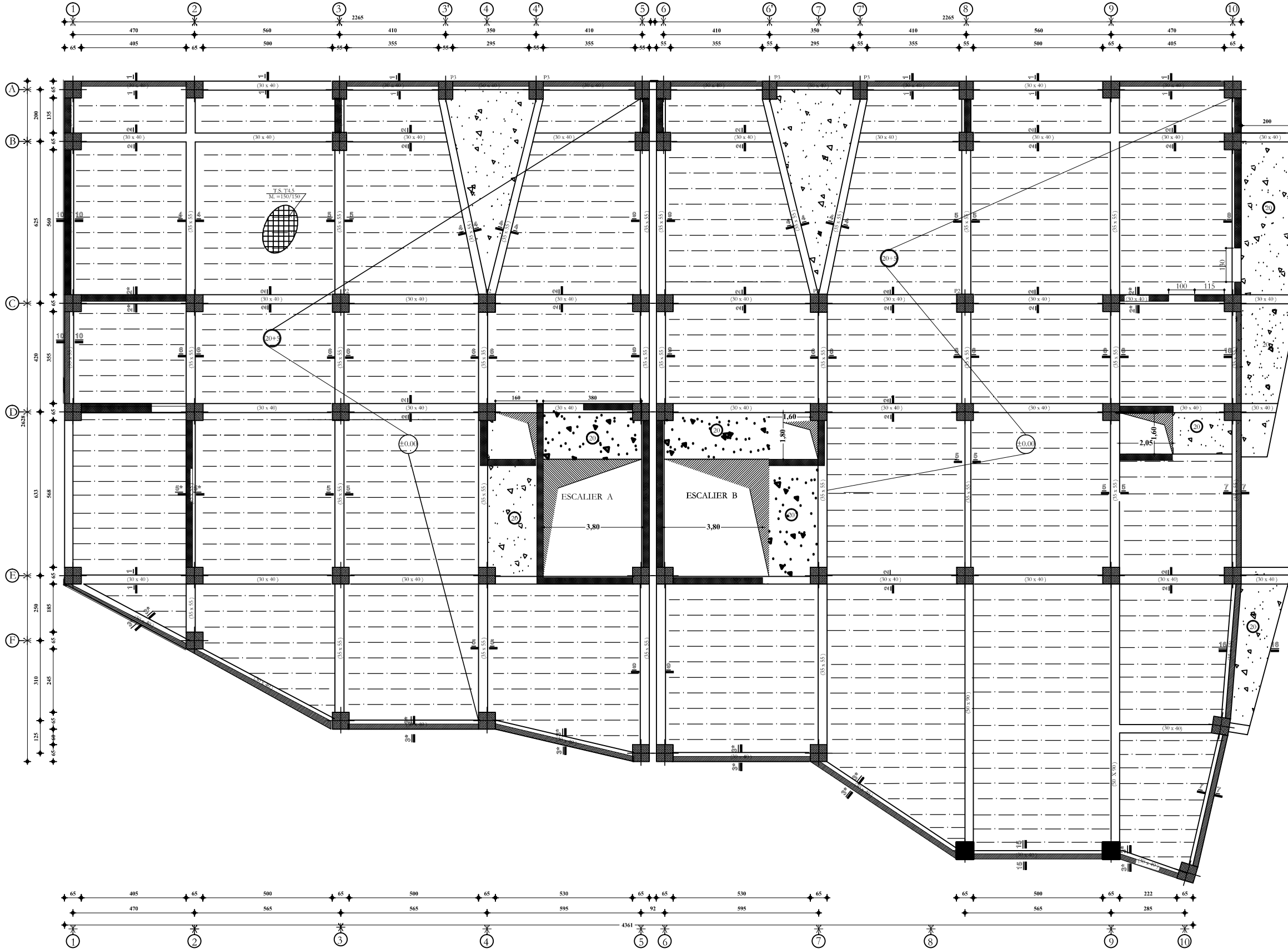
ETUDIER PAR:  
- HAMADOUCHE SAID  
- HAMANACHE TAHAR

ENCADRE PAR:  
- MR MEGHLAT

VISA

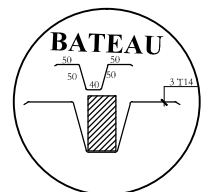
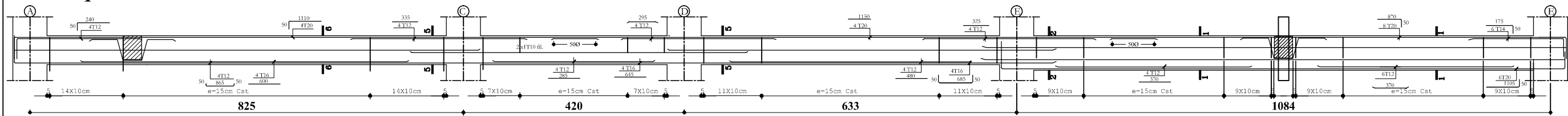
Modification :

# COFFRAGE PLANCHER NIV : ± 0.00

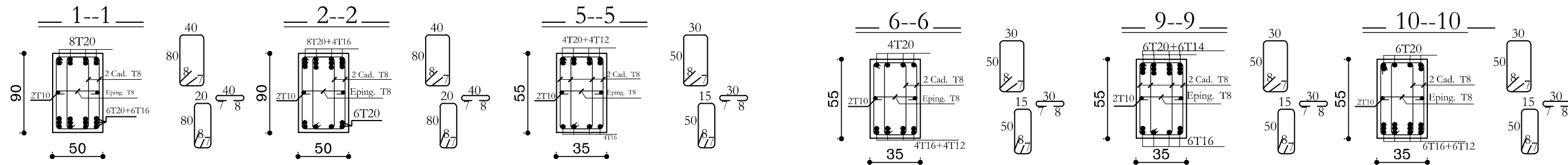
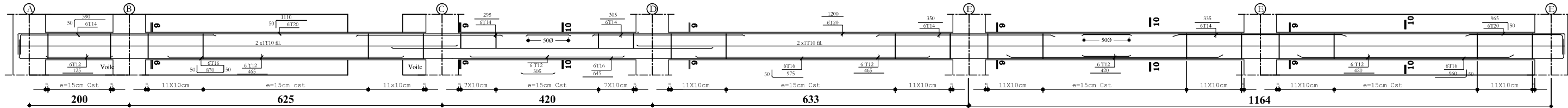


REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA <u>TIZI OUZOU</u>	<b>PROJET:</b> REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOL
DAIRA <u>VIGZIRT</u>	
COMMUNE _____	
<b>DOSSIER</b>	DOSSIER : GENIE CIVIL
COFFRAGE DU PLANCHER	ECHELLES: 1/50
	DATE : _____
ETUDIER PAR: - HAMADOUCH SAID - HAMANACHE TAHAR	
ENCADRE PAR: - MR MEGHLAT	VISA
Modification :	

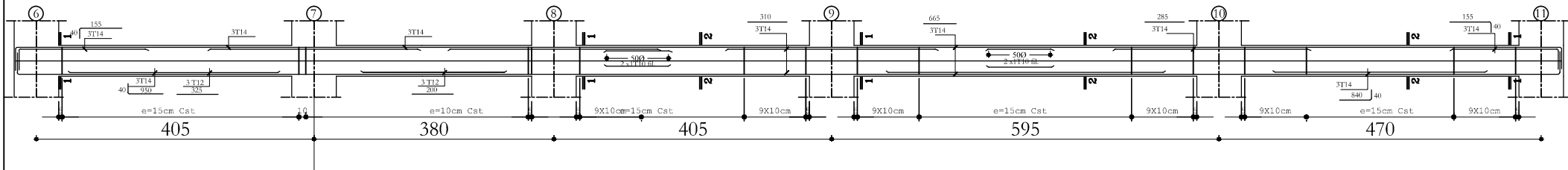
**\*-Ferr.poutres PRINCIPALES Axes 9 Niv :**



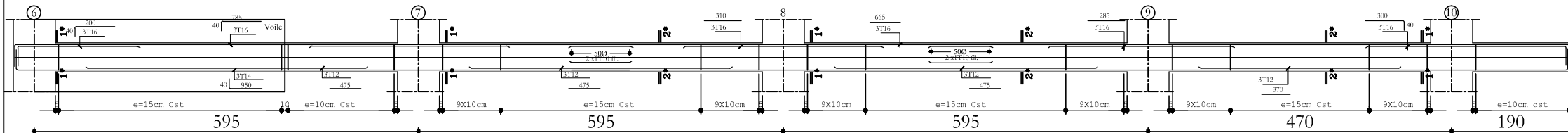
**\*-Ferr.poutres PRINCIPALES Axes 10 Niv :**



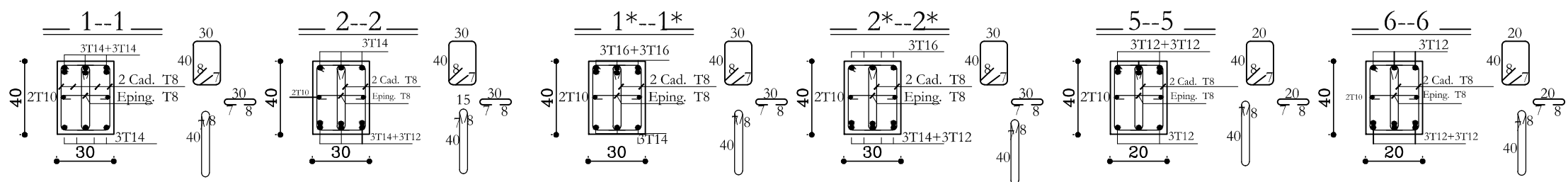
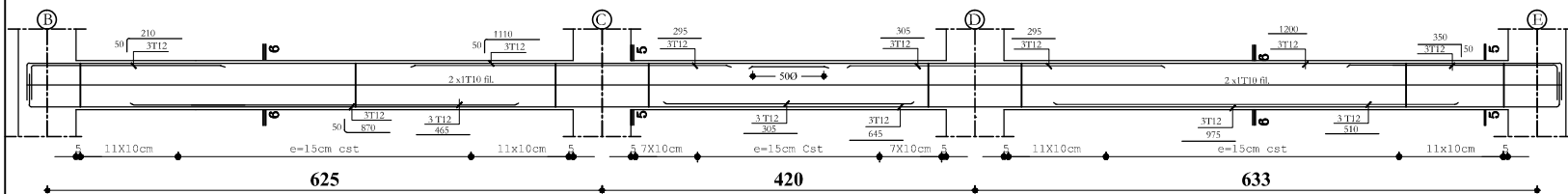
**\*-Ferr.poutres secondaires Axes E Niv :**



**\*-Ferr.poutres secondaires Axes E Niv :**



**\*-Ferr.poutres CHAINAGE Axes 10 Niv :**



**REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**WILAYA** TIZI OUZOU  
**DAIRA** TIGZIRT  
**COMMUNE** \_\_\_\_\_

**PROJET:**  
**REALISATION D'UNE**  
**RESIDENCE TOURISTIQUE en**  
**R+9 +1 Sous SOL**

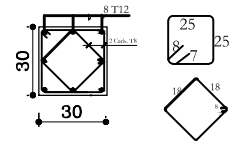
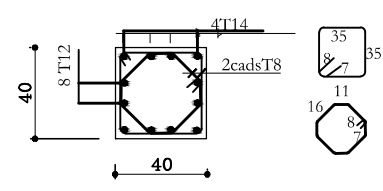
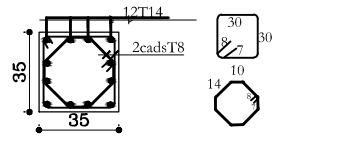
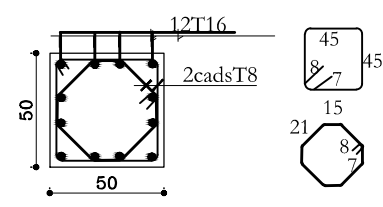
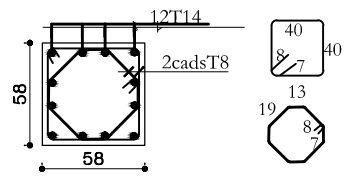
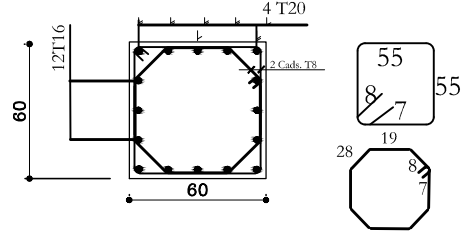
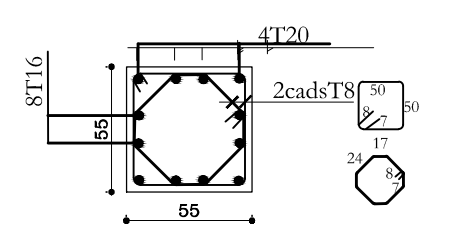
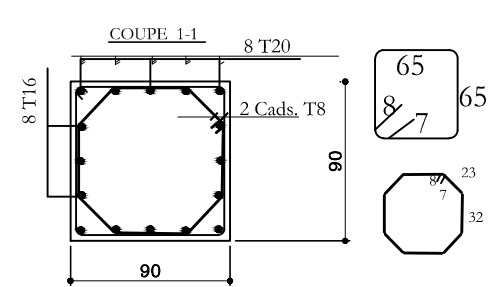
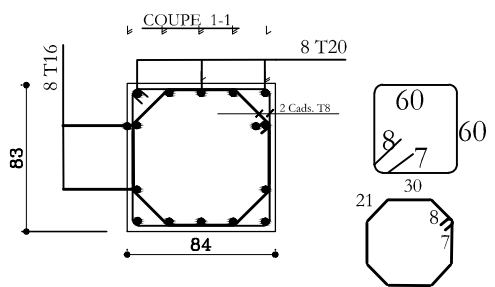
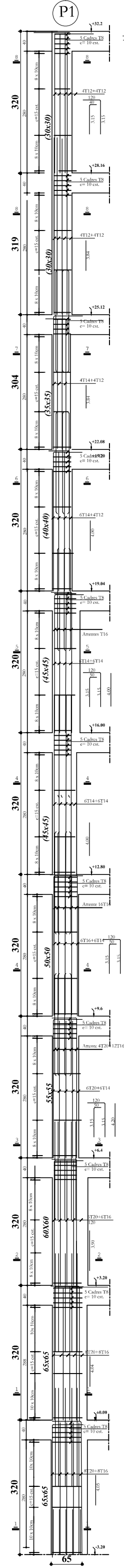
<b>DOSSIER</b>	DOSSIER : GENIE CIVIL
COFFRAGE - FERRAILLAGE DES POUTRES	ECHELLES: 1/50
	DATE :

**ETUDIER PAR:**  
 - HAMADOUCHE SAID  
 - HAMANACHE TAHAR

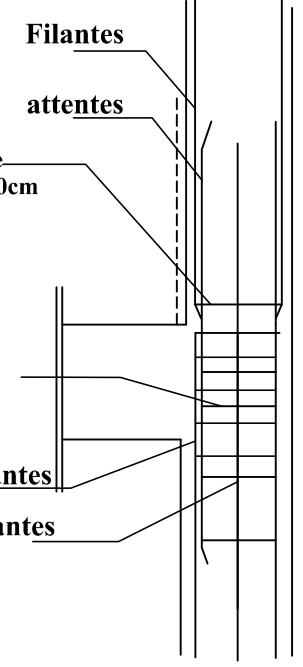
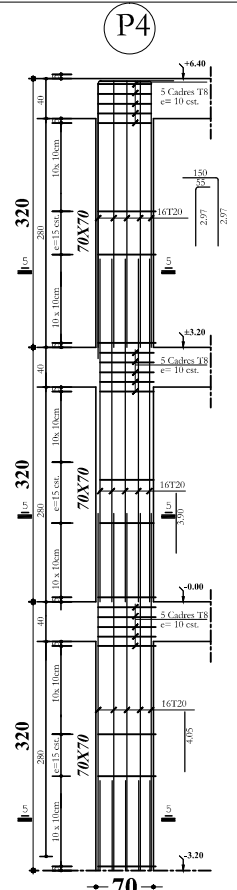
<b>ENCADRE PAR:</b> - MR MEGHLAT	VISA
-------------------------------------	------

Modification :

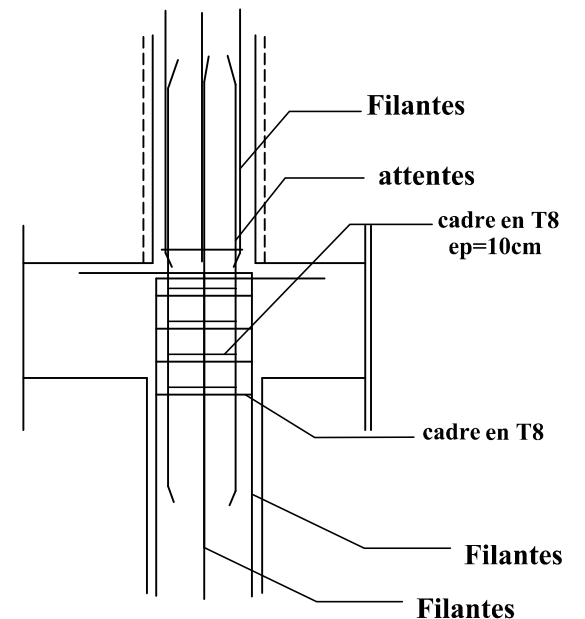
FERR.POTEAUX



FERR.POTEAUX



POTEAU DE RIVE ;ECH:1/50



POTEAU CENTRALE ;ECH:1/50

DÉTAIL DE RÉDUCTION

REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILLAYA TIZI OUZOU

DAIRA TIGZIRT

COMMUNE

PROJET:  
REALISATION D'UNE  
RESIDENCE TOURISTIQUE en  
R+9 +1 Sous SOL

**DOSSIER**  
COFFRAGE - FERRAILLAGE  
POTEAUX

DOSSIER : GENIE CIVIL  
ECHELLES: 1/50  
DATE :

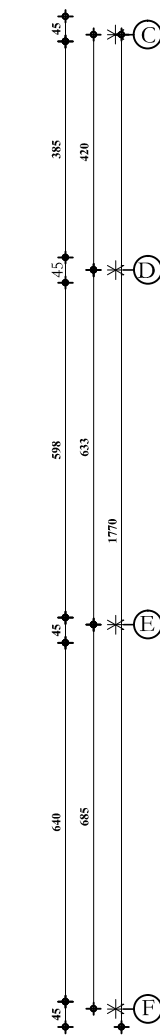
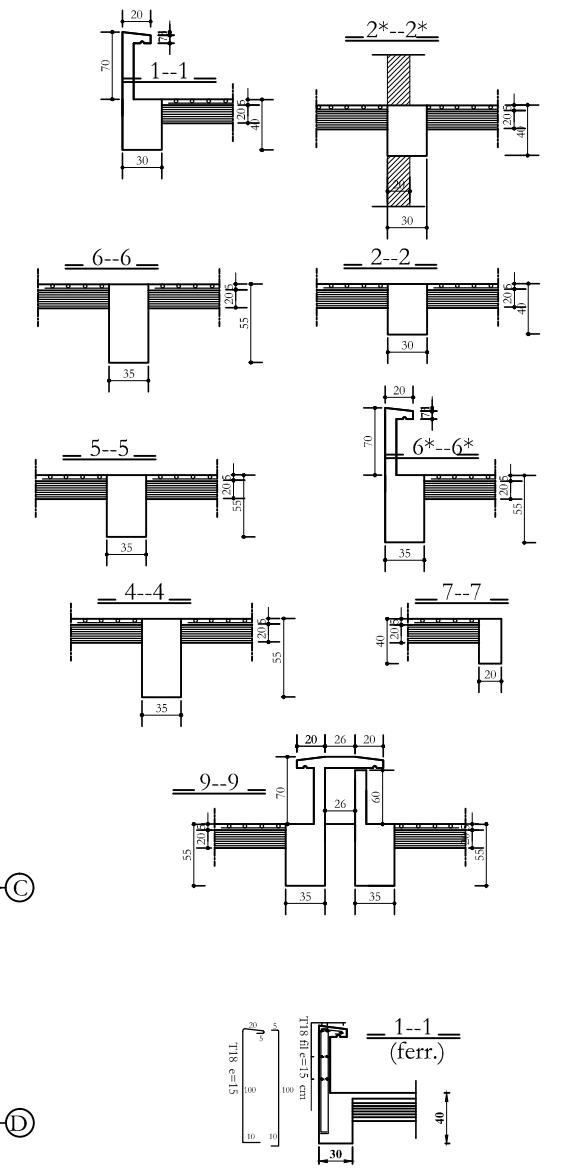
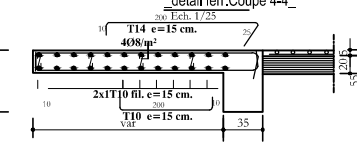
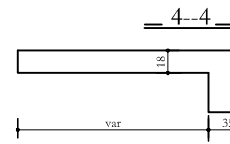
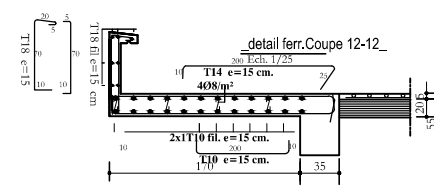
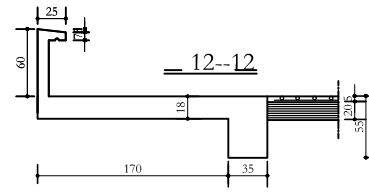
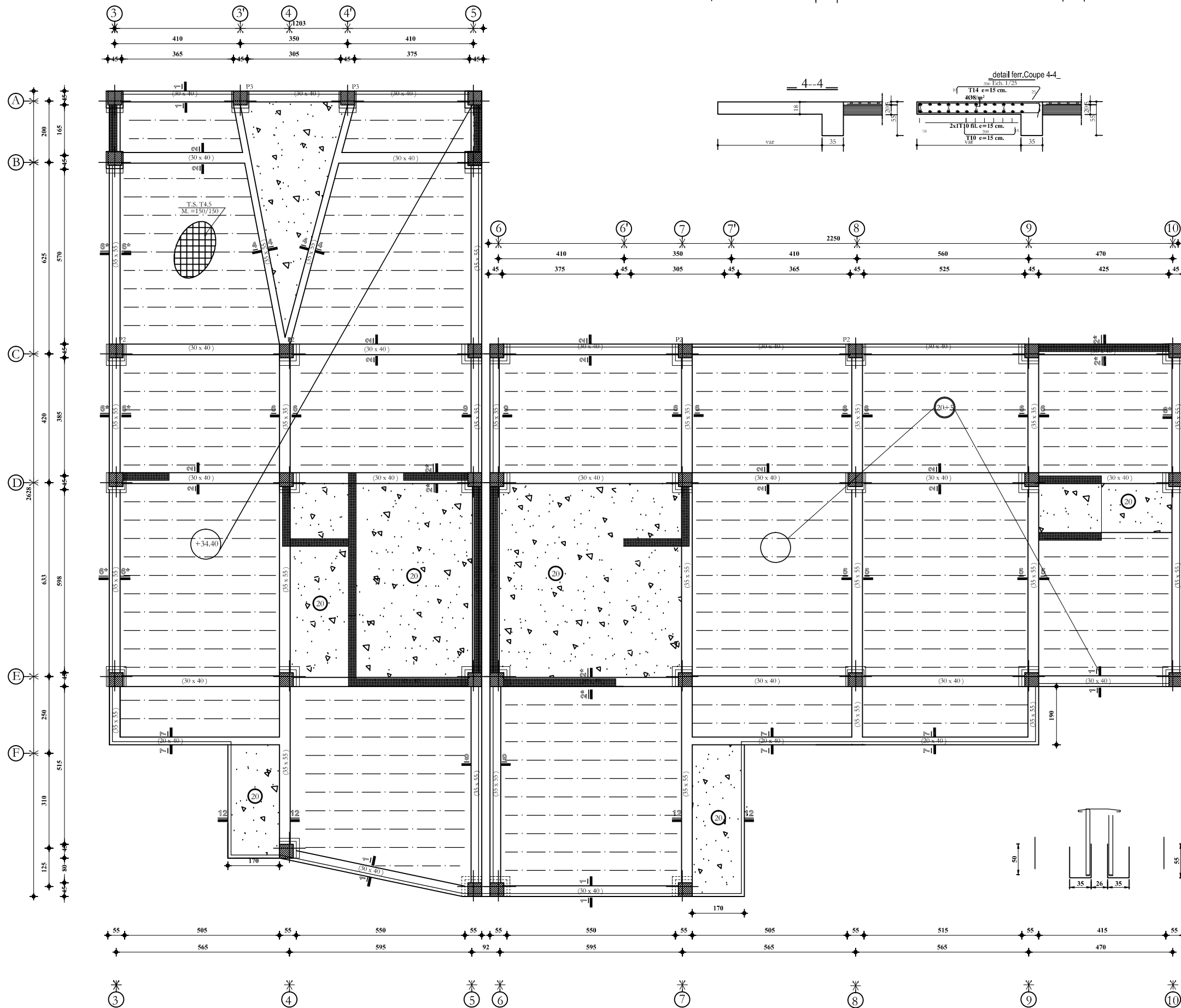
ETUDIER PAR:  
- HAMADOUCHE SAID  
- HAMANACHE TAHAR

ENCADRE PAR:  
- MR MEGHLAT

VISA

Modification :

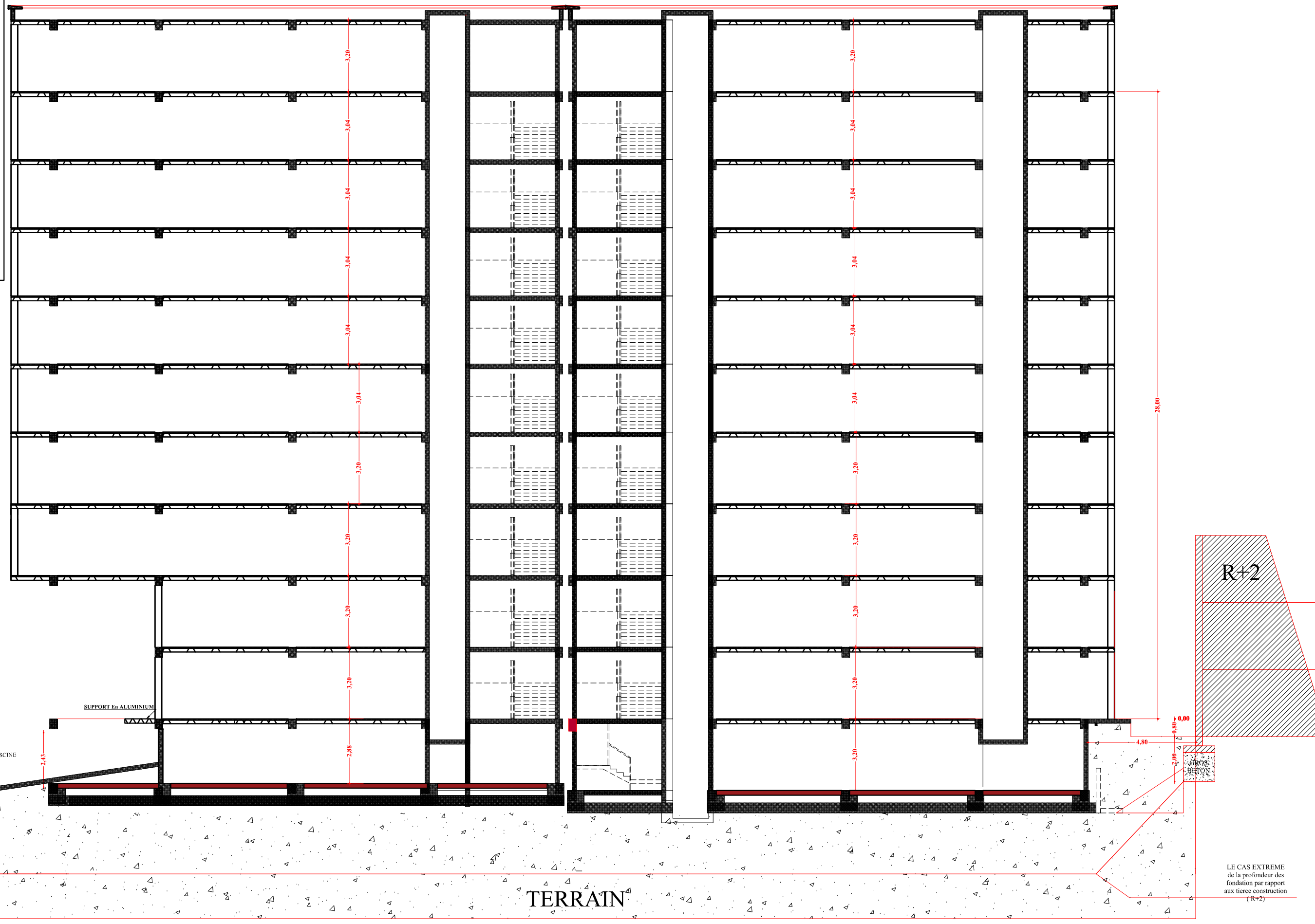
# COFFRAGE PLANCHERS NIV : +34.40



<b>REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>	
WILAYA <u>ALGER</u> DAIRA <u>ALGER CENTRE</u> COMMUNE <u>ALGER</u>	<b>PROJET:</b> REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOL
<b>DOSSIER</b> COFFRAGE DU PLANCHER	DOSSIER : GENIE CIVIL ECHELLES: 1/50 DATE :
<b>ETUDIER PAR:</b> - HAMADOUCHE SAID - HAMANACHE TAHAR	
<b>ENCADRE PAR:</b> - MR MEGHLAT	VISÉ
Modification :	

# COUPE A-A ET SCHEMATIQUE

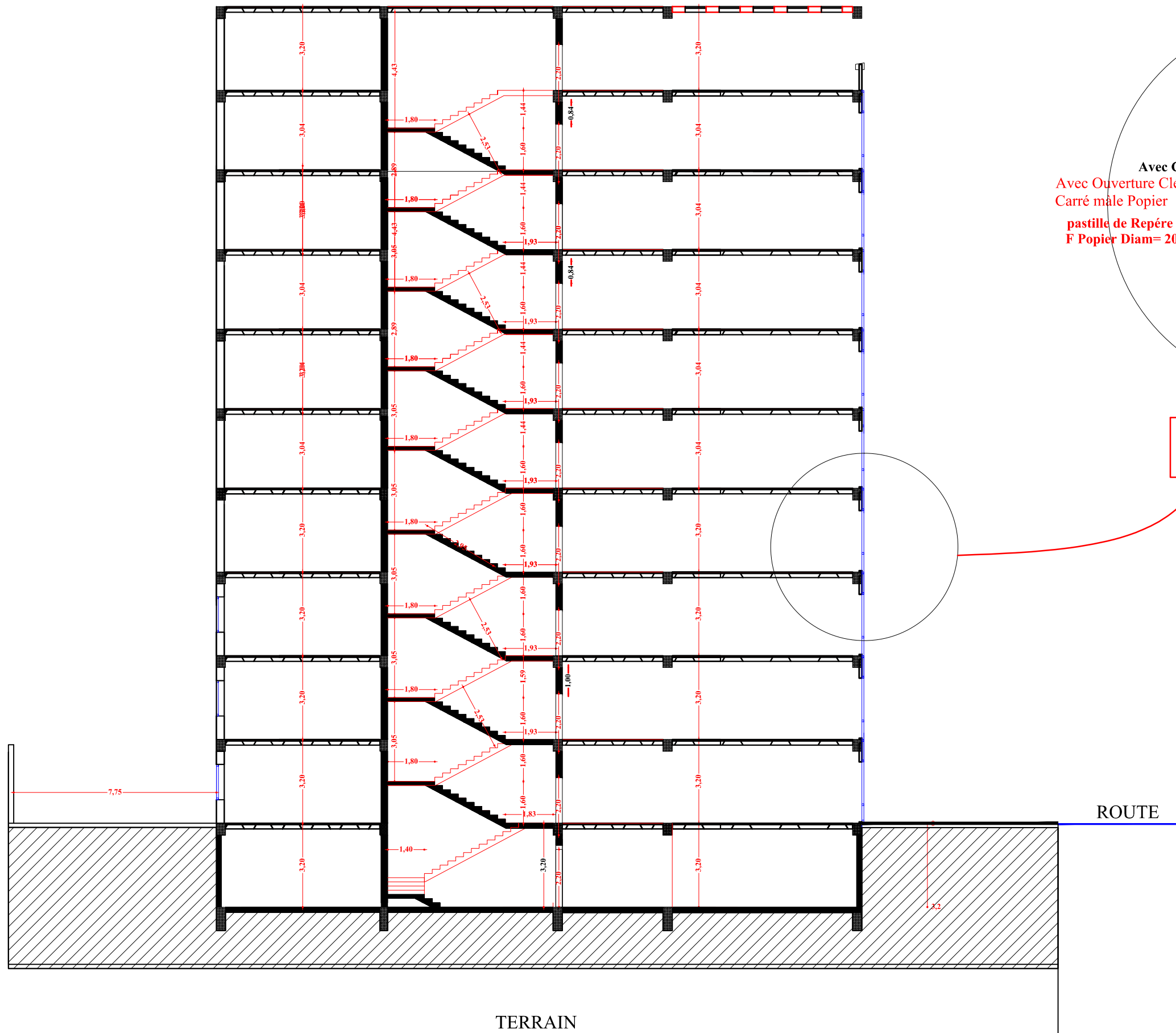
REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
VILLE: ALGER	PROJET: REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOLS
DATE:	
COMMUNE:	
LIEN:	
VILLAGES:	
<b>DOSSIER</b>	DOSSIER: ARCHITECTURE
COUPE A-A	ECHELLES: 1/50
	DATE:
	<b>PLANCHE N:15</b>
MAITRE DE L'OUVRAGE	
MAITRE D'OEUVRE	VISA
BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME	
"ESPACE" MOBAREK AHMED	
Modification:	



TERRAIN

LE CAS EXTREME de la profondeur des fondation par rapport aux tierce construction (R+2)

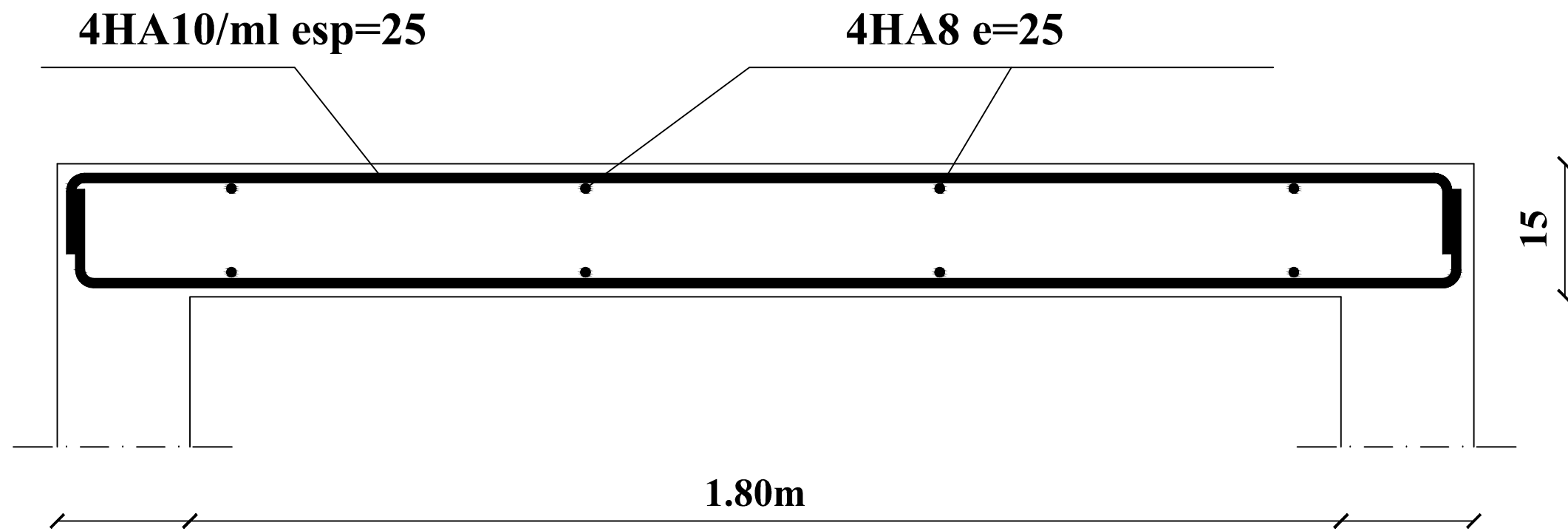
# COUPE SCHEMATIQUE BB



Avec Ouverture Clé  
Carré mâle Popier  
pastille de Repère  
F Popier Diam= 20

**DETAIL  $C+D \geq 1 m$**

REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA: ALGER	PROJET: REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOLS
DAIRA: ...	
COMMUNE: ...	
LEGN: ...	
VILLAGES: ...	
<b>DOSSIER</b>	DOSSIER: ARCHITECTURE
COUPE SCHEMATIQUE BB	ECHELLES: 1/50
	DATE: ...
	<b>PLANCHE N:02</b>
MAITRE DE L'OUVRAGE	
MAITRE D'OEUVRE	VISA
BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME	
"ESPACE" MOBAREK AHMED	
N° d'identification: ...	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULIRE  
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:  
 - HAMADOUCHE SAID  
 - HAMANACHE TAHAR

TITRE

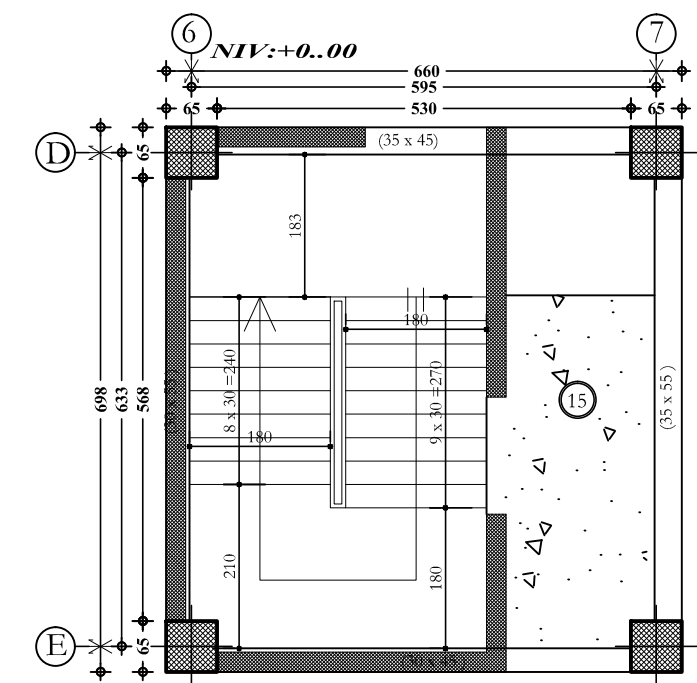
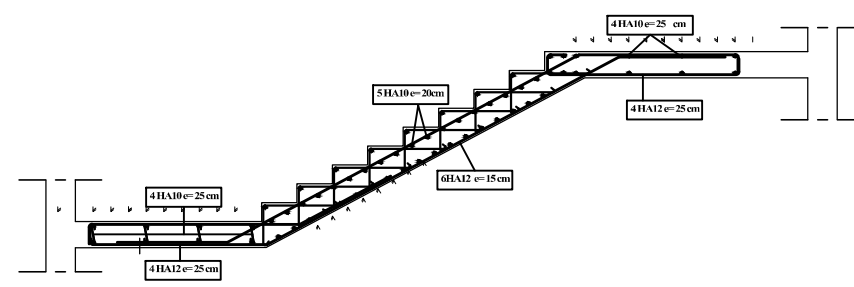
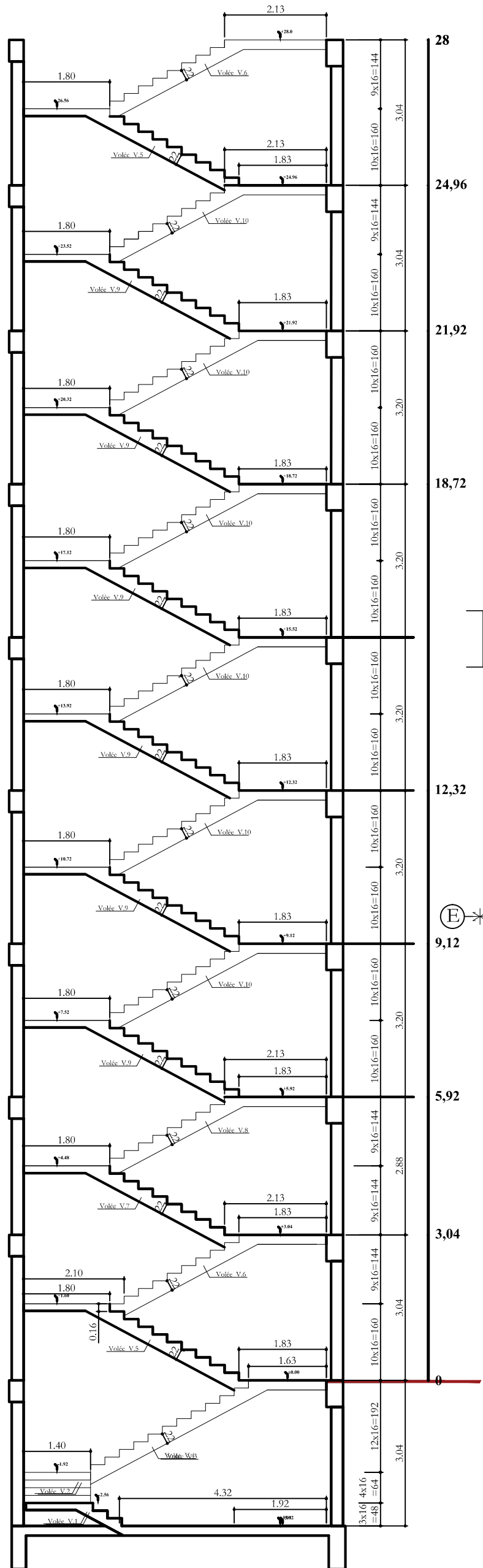
**Plan de ferrailage de la  
 dalle salle machine**

DIRIGE PAR:  
 Mr MEGHLAT

**PROMOTION 2017-2018**

**ECHELLE**

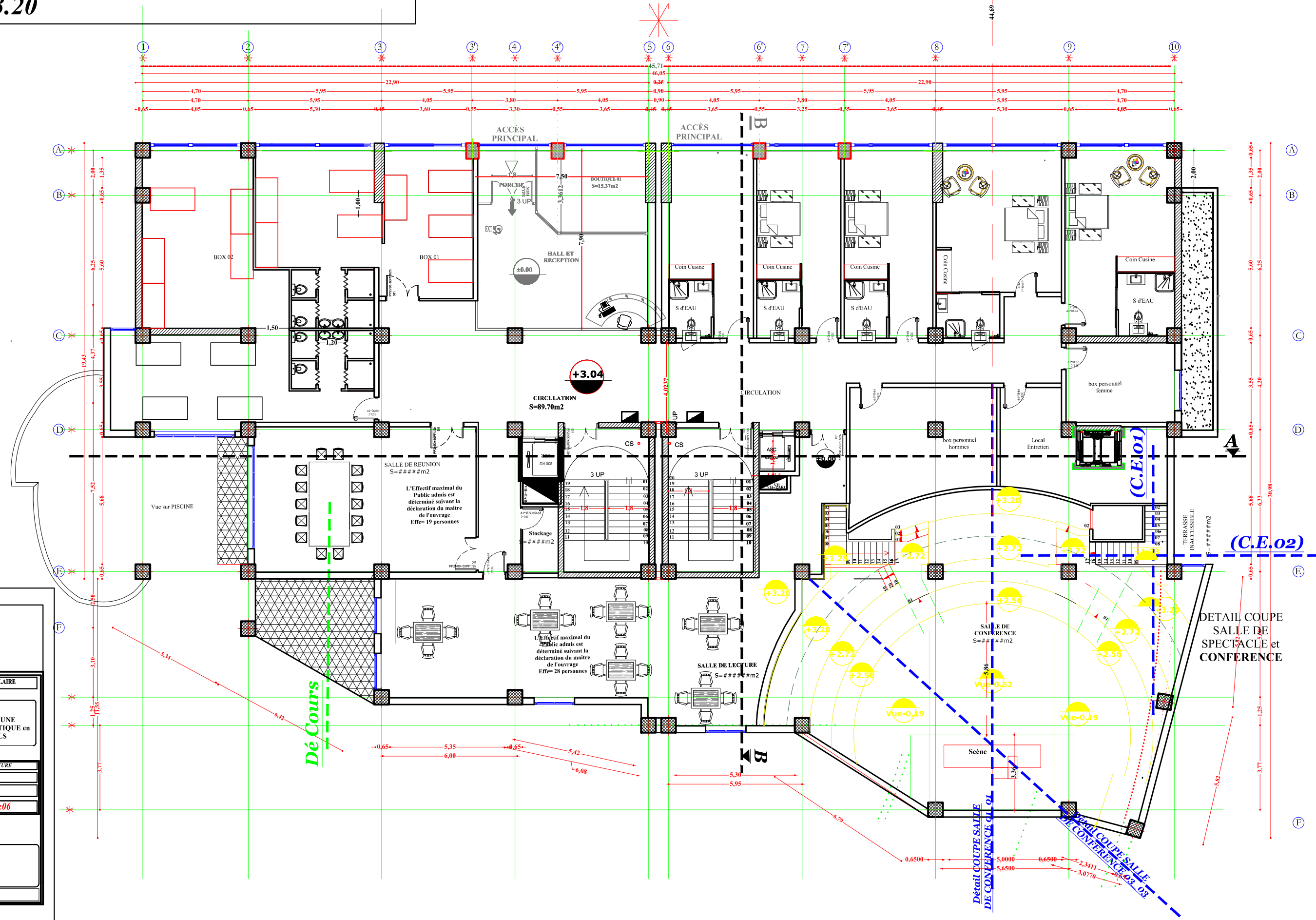
\* -COFFRAGE FERRAILLAGE DE ESCALIER



<b>PROJET:</b> REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOL	
<b>DOSSIER</b> COFFRAGE FERRAILLAGE ESCALIER	<b>DOSSIER: GENIE CIVIL</b> ECHELLES: D25 DATE: _____
<b>ETUDE PAR:</b> -HAMADOUCHE SAID -HAMASACHE TAHAR	
<b>ENCADRER PAR:</b> MR MEGHLAT	<b>VISA</b>

# PLAN ETAGE DE SERVICE

## NIVEAU + 3.20



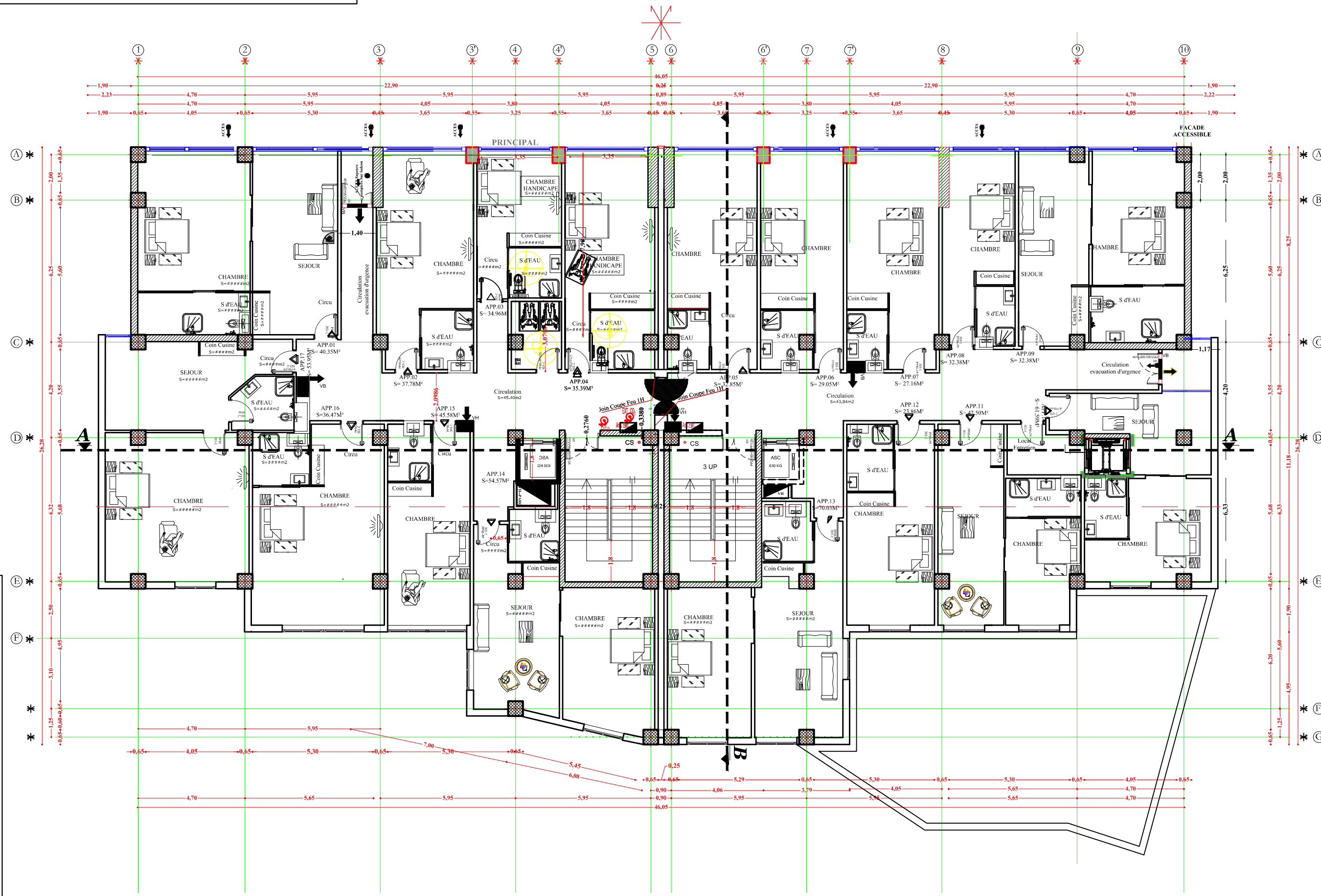
REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA: ALGER	PROJET: REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOLS
DOSSIER: ARCHITECTURE	DATE: 2024
PLAN ETAGE DE SERVICE	PLANCHE N: 06
MAITRE DE L'OUVRAGE	
MAITRE D'OEUVRE	VISA
BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME "ESPACE" MOBAREK AHMED	

DETAIL COUPE SALLE DE SPECTACLE et CONFERENCE

Detail COUPE SALLE DE CONFERENCE 01  
Detail COUPE SALLE DE CONFERENCE 03

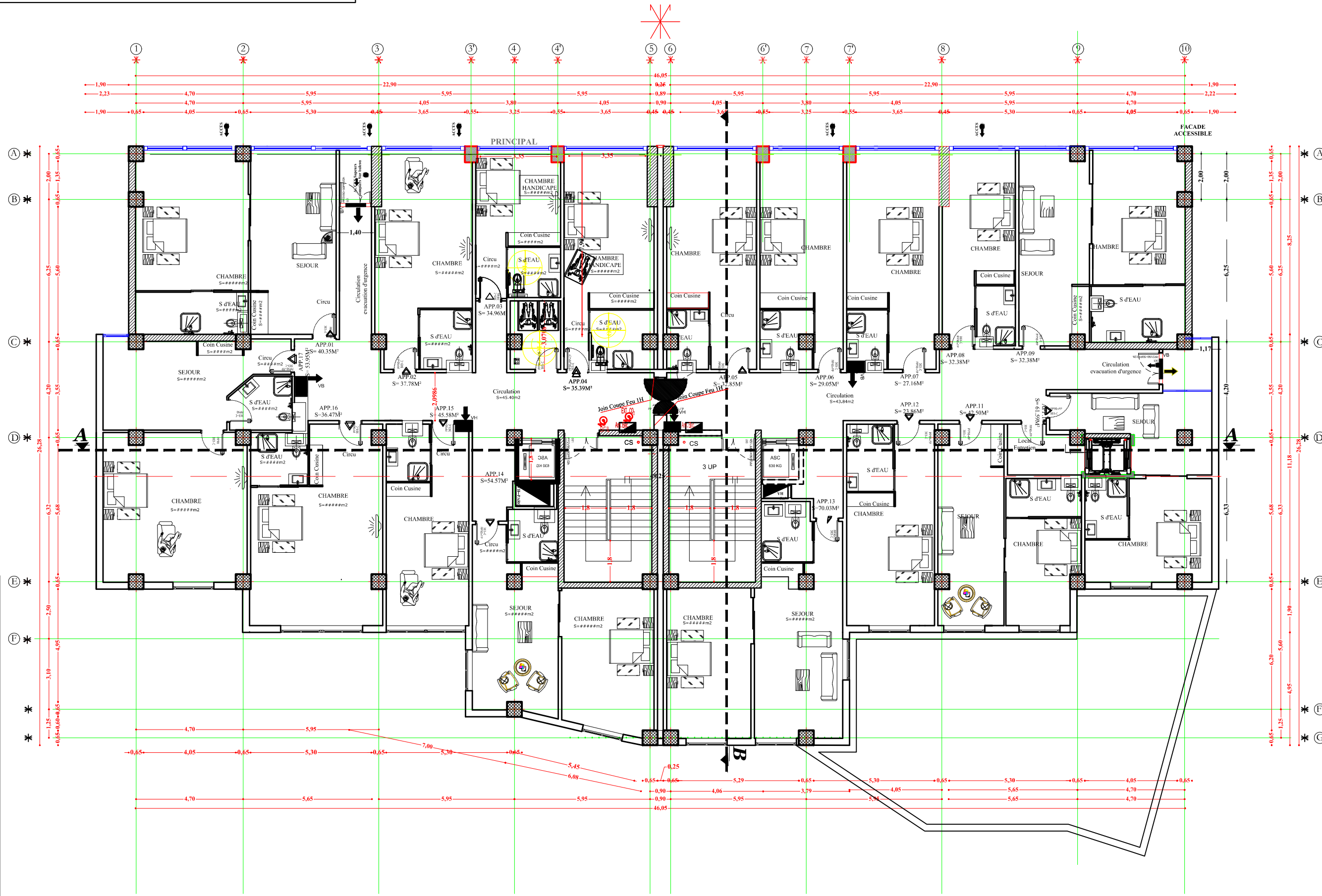
Dé Cours

**PLANS ETAGES COURANTS**  
**NIVEAU +6.40, + 9.60**

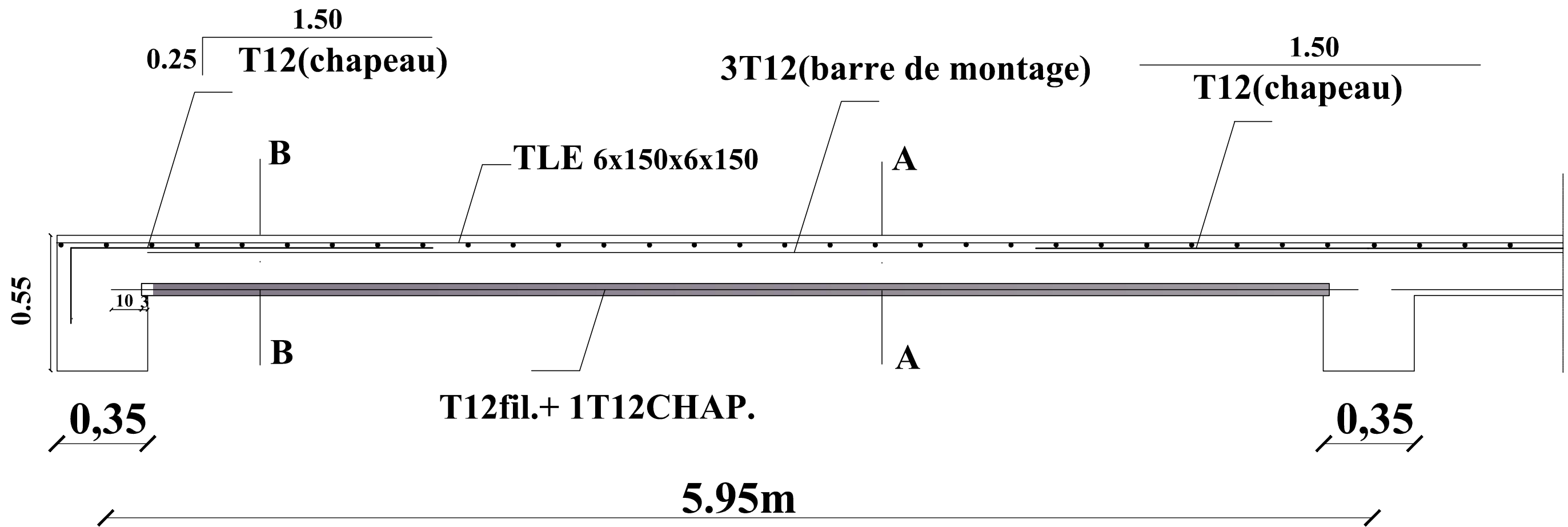


REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA: ALGER	PROJET: REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOLS
DAIRA: ALGER	
COMMUNE: ALGER	
LOCALITE: ALGER	
<b>DOSSIER</b>	
DOSSIER: ARCHITECTURE	
PLANS ETAGES COURANTS	ECHELLES: 1/50
NIVEAU + 6.40, + 9.60	DATE: ?
	<b>PLANCHE N:07</b>
MAITRE DE L'OUVRAGE	
MAITRE D'OEUVRE	VISA
BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME	
"ESPACE" MOBAREK AHMED	
Mise à jour:	

**PLANS ETAGES COURANTS**  
**NIVEAU + 12.80, + 15.84, + 18.88, + 21.92, + 24.96**

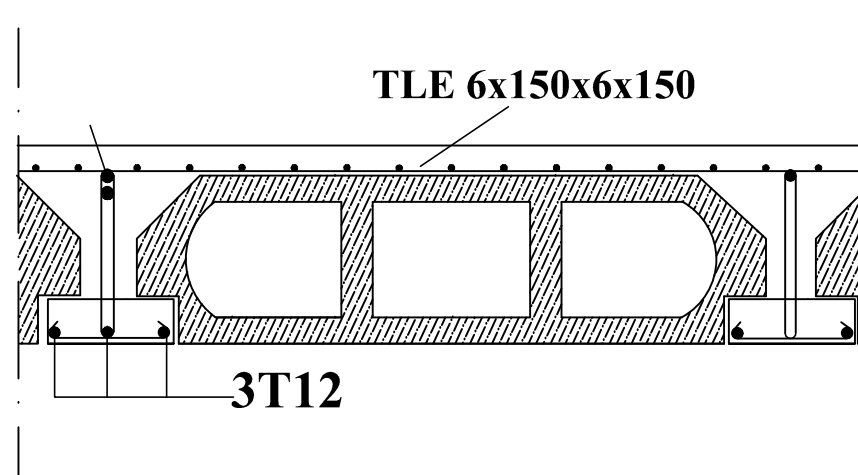
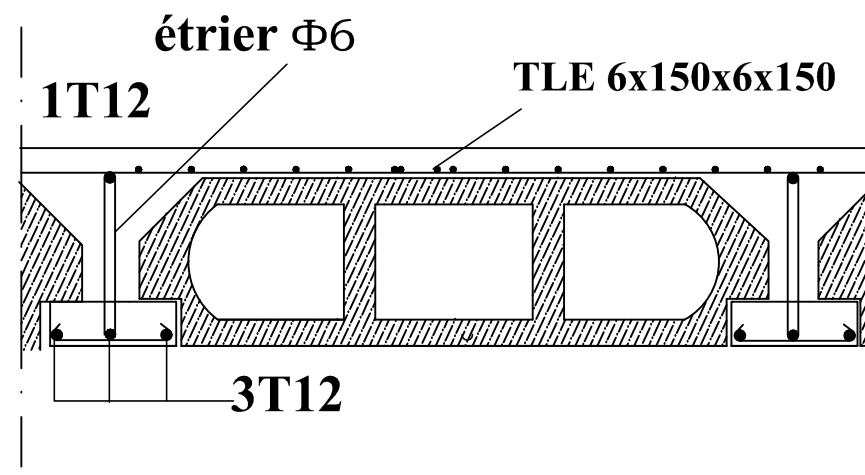


REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA: ALGER	<b>PROJET:</b> REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOLS
DISTRICT:	
COMMUNE:	
LIQUIDATION:	
<b>DOSSIER</b>	
DOSSIER: ARCHITECTURE	ECHELLES: 1/50
PLANS ETAGES COURANTS	DATE:
NIVEAU + 12.80, + 15.84, + 18.88 + 21.92, + 24.96	<b>PLANCHE N°: 07</b>
MAITRE DE L'OUVRAGE	
MAITRE D'OEUVRE	VISA
BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME	
"ESPACE" MOBAREK AHMED	
N° d'identification:	



Coupe A-A

Coupe B-B

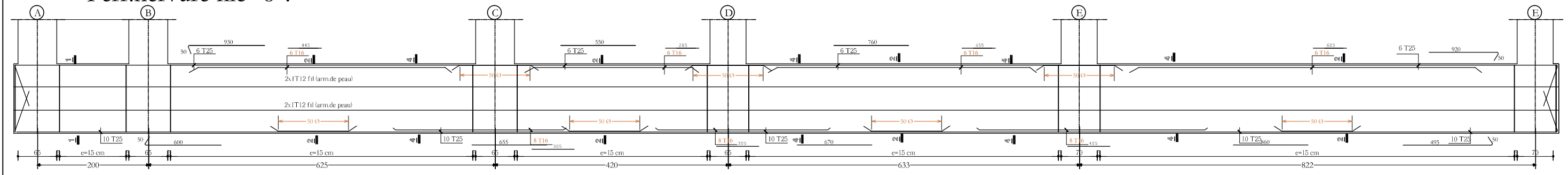


### Ferrailage poutrelle

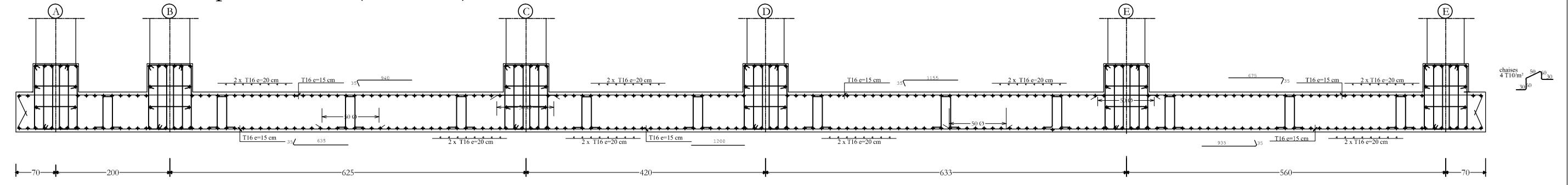
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: - HAMADOUCHE SAID - HAMANACHE TAHAR	TITRE <b>FERRAILAGE DES PLANCHERS</b>
DIRIGE PAR: Mr MEGHLAT	
PROMOTION 2017-2018	ECHELLE

\*--FERRAILLAGE NERVURES SENS Y--Y\*

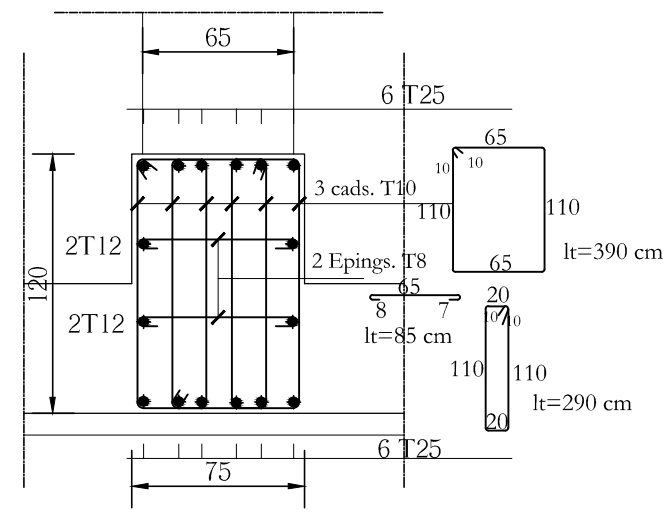
\*-Ferr.nervure file "8":



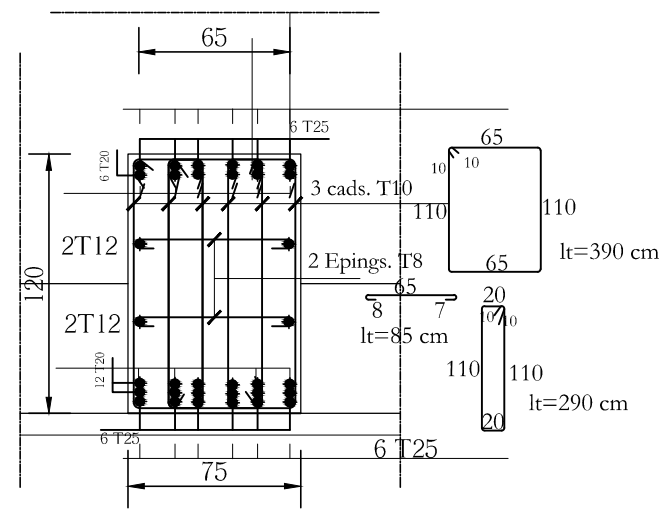
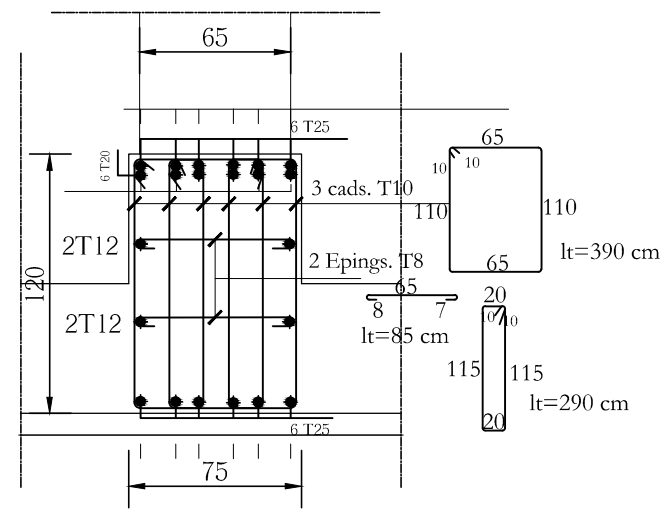
Coupe sur radier (ferr.radier)



COUPE SUR NERVURE 1--1

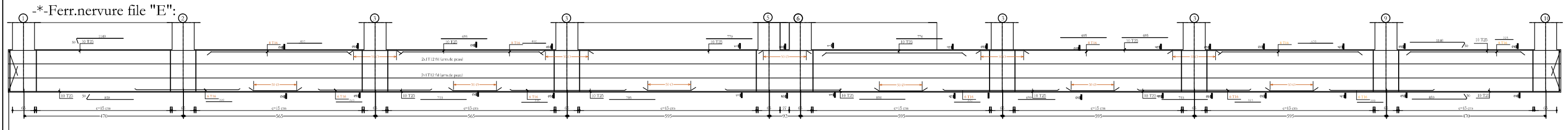


COUPE SUR NERVURE 2--2

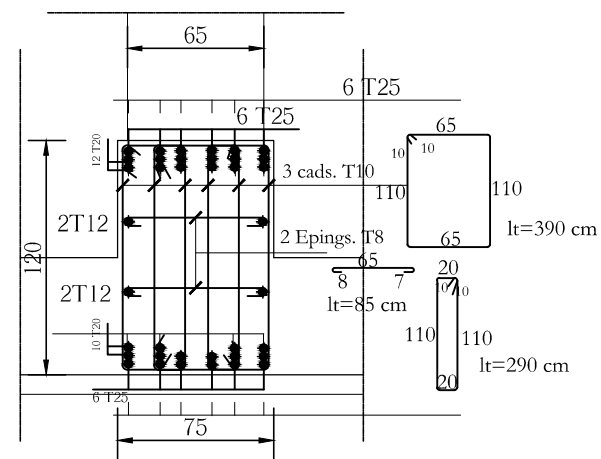


<b>REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>	
<b>WILAYA</b> TIZI OUZOU	
<b>DAIRA</b> TIGZIRT	
<b>COMMUNE</b> _____	
<b>PROJET:</b> REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOL	
<b>DOSSIER</b>	DOSSIER : GENIE CIVIL
FERRAILLAGE NERVURE	ECHELLES: 1/50
	DATE :
<b>ETUDIER PAR:</b> - HAMADOUCHE SAID - HAMANACHE TAHAR	
<b>ENCADRE PAR:</b> - MR MEGHLAT	VISA
Modification :	

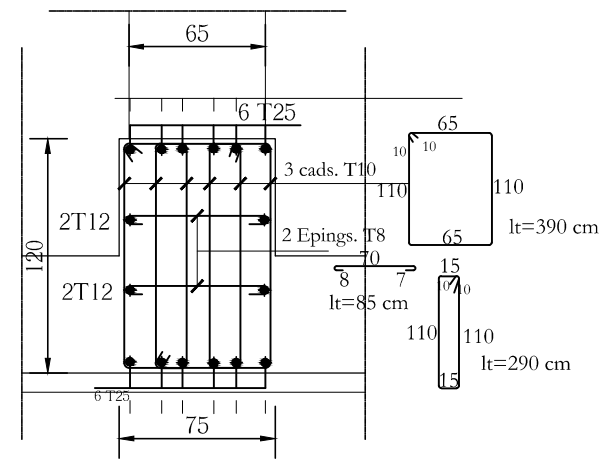
\*FERRAILLAGE NERVURES SENS X-X(suite)



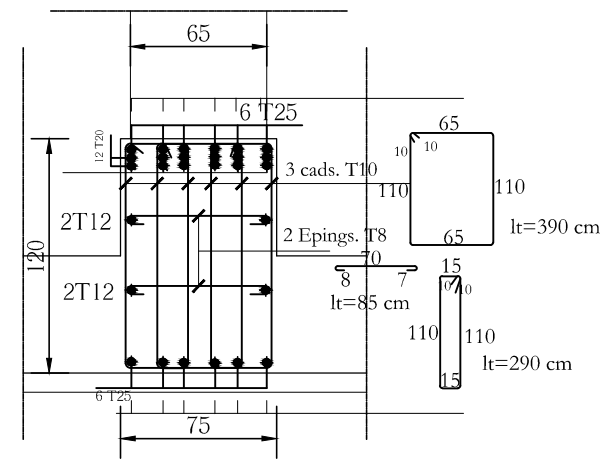
COUPE SUR NERVURE 4-4



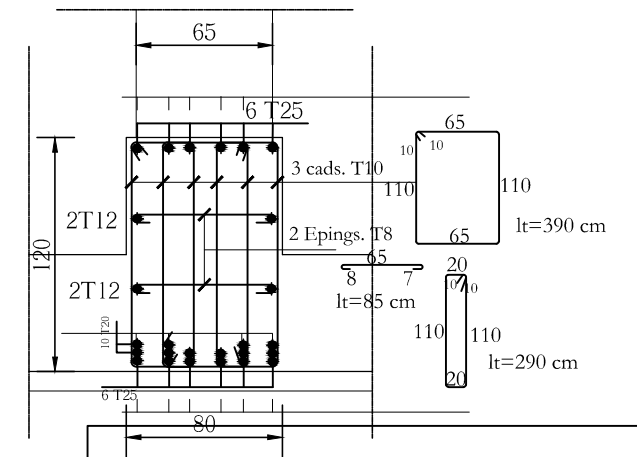
COUPE SUR NERVURE 1--1



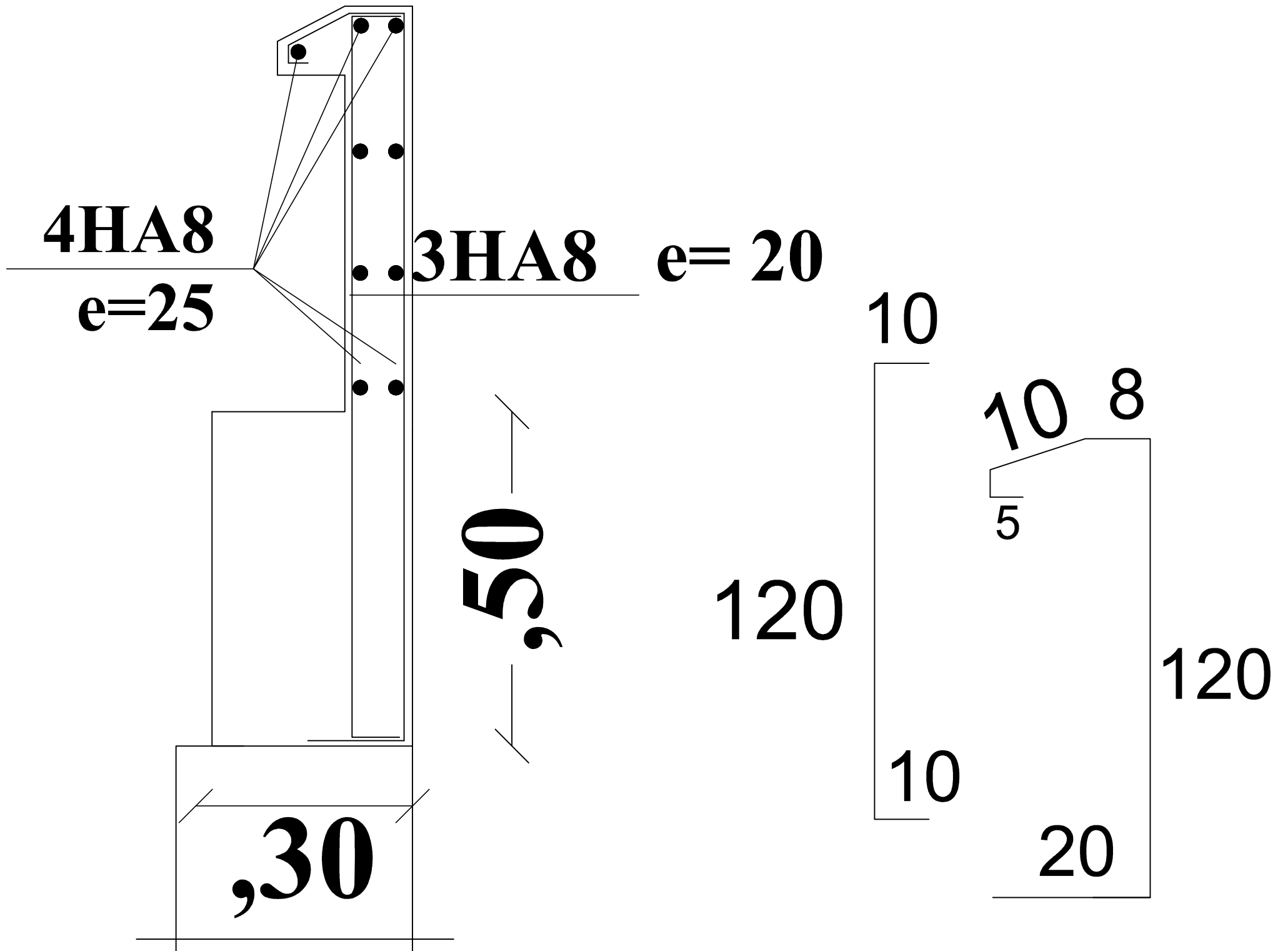
COUPE SUR NERVURE 2--2



COUPE SUR NERVURE 3--3



REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA <u>ALGER</u>	<p align="center"><b>PROJET:</b> REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOL</p>
DAIRA <u>ALGER CENTRE</u>	
COMMUNE <u>ALGER CENTRE</u>	
<b>DOSSIER</b>	DOSSIER : GENIE CIVIL
FERRAILLAGE NERVURE	ECHELLES: 1/50
	DATE :
ETUDIER PAR:	
- HAMADOUCHE SAID - HAMANACHE TAHAR	
ENCADRE PAR:	VISA
- MR MEGHLAT	
Modification :	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:  
 - HAMADOUCHE SAID.  
 - HAMANACHE TAHAR

DIRIGE PAR:  
 Mr MEGHLAT

PROMOTION 2017-2018

TITRE

FERRAILLAGE DU L'ACROTERE

ECHELLE





plot

H:\FINAL A IMPTAHAR\architecture.dwg,Objet,14/10/2018 12:31:08,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.16432,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\architecture.dwg,Objet,14/10/2018 12:31:57,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.16432,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\architecture.dwg,Objet,14/10/2018 12:32:53,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.163276,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\architecture.dwg,Objet,14/10/2018 12:33:39,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.16432,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\architecture.dwg,Objet,14/10/2018 12:34:22,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.16432,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\architecture.dwg,Objet,14/10/2018 12:35:14,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.162686,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\architecture.dwg,Objet,14/10/2018 12:36:20,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.16432,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\architecture.dwg,Objet,14/10/2018 12:37:30,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.16432,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\ESCALIER\_recover.dwg,Objet,14/10/2018 12:41:54,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.0968106,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 12:43:24,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.00504621,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 12:44:49,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.467295,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 12:45:56,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.196582,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 12:47:46,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.162244,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 12:58:17,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.162244,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 12:59:15,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.175585,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 13:00:06,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.162811,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 13:00:54,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.162811,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 13:01:45,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.134841,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 13:02:46,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.0855364,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 13:05:44,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.0820901,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 13:06:50,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.1585,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 13:07:36,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.0368043,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 13:08:15,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.0578133,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 13:09:05,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.145441,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 13:09:50,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.232598,  
H:\FINAL A IMPTAHAR\FINAL A IMP1.dwg,Objet,14/10/2018 13:10:53,acer,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.0105989,

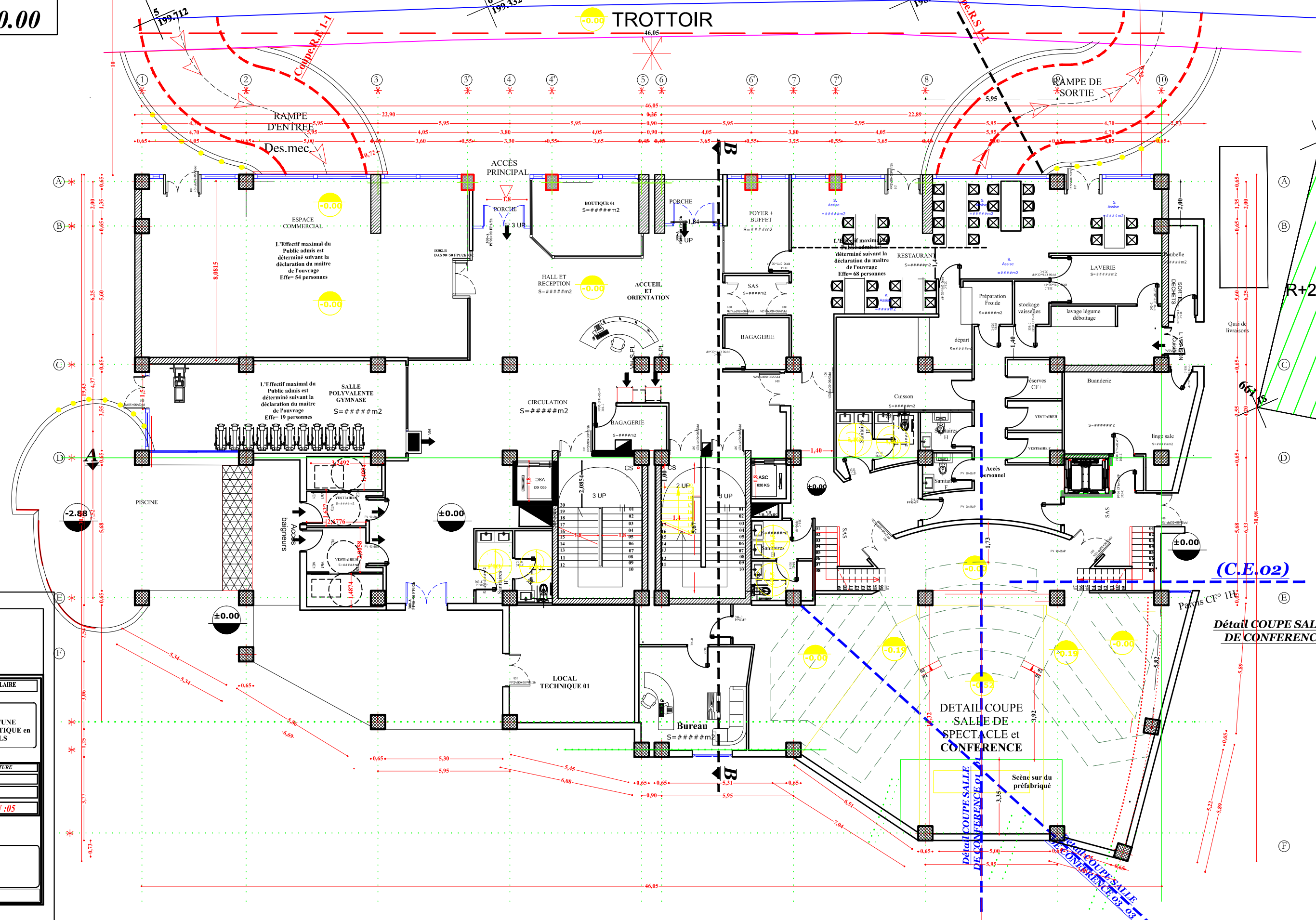
**PLAN RDC**  
**NIVEAU ± 0.00**

vers Dellys

vers TIGZIRT

RN24

TROTTOIR

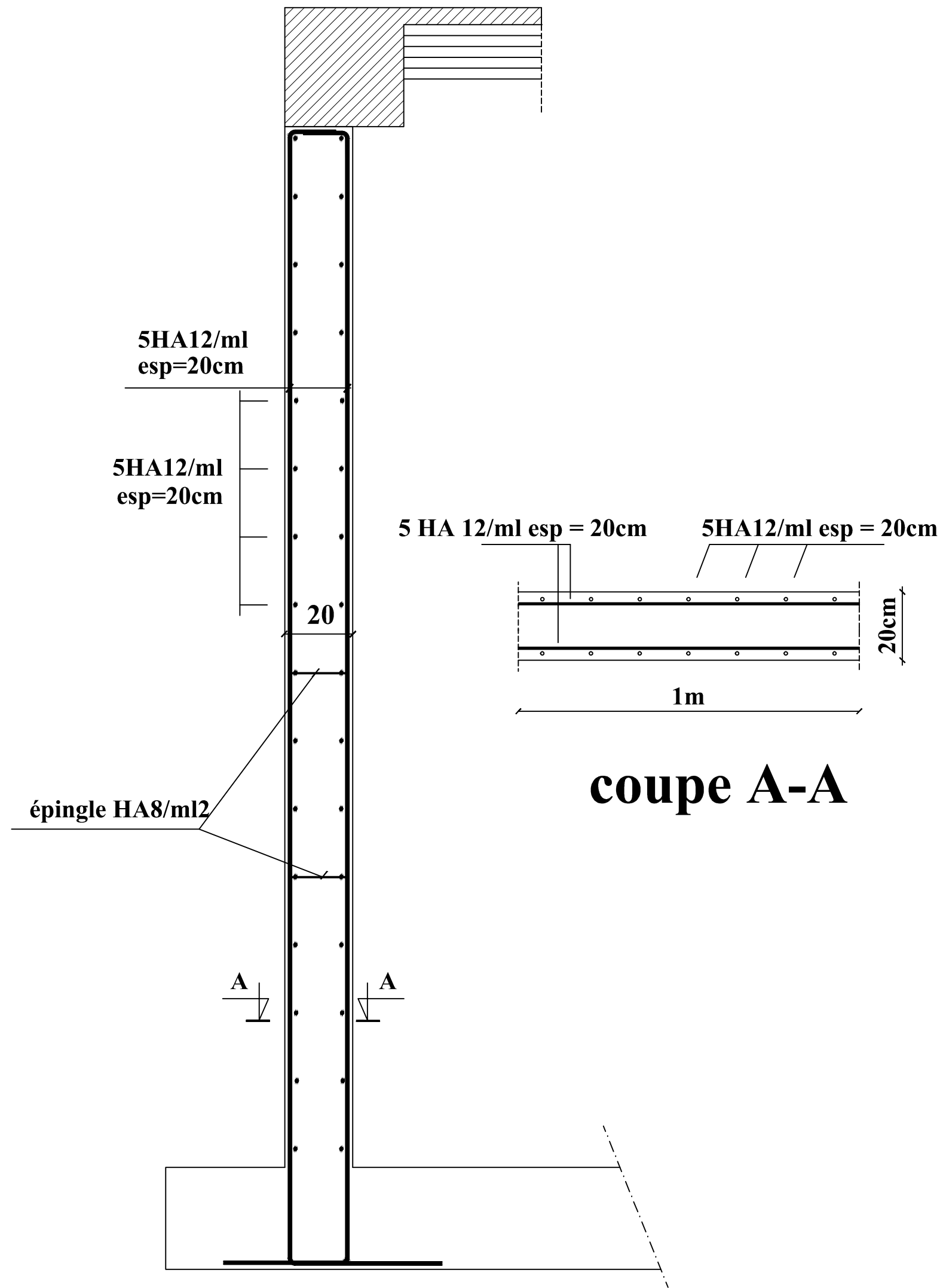


**(C.E.02)**  
**Détail COUPE SALLE DE CONFERENCE**

**DÉTAIL COUPE SALLE DE SPECTACLE et CONFERENCE**

**Détail COUPE SALLE DE CONFERENCE 01**  
**Détail COUPE SALLE DE CONFERENCE 02**  
**Détail COUPE SALLE DE CONFERENCE 03**

REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA: ALGER	PROJET: REALISATION D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE en R+9 +1 Sous SOLS
COMMUNE: ...	
DOSSIER: ARCHITECTURE	
ECHELLES: 1/50	
DATE: ...	
PLANCHE N: 05	
MAITRE DE L'OUVRAGE	
MAITRE D'OEUVRE	VISA
BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME "ESPACE" MOBAREK AHMED	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULIRE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI OZZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:  
- HAMADOUCHE SAID  
- HAMANACHE TAHAR

DIRIGE PAR:  
Mr MEGHLAT

PROMOTION 2017-2018

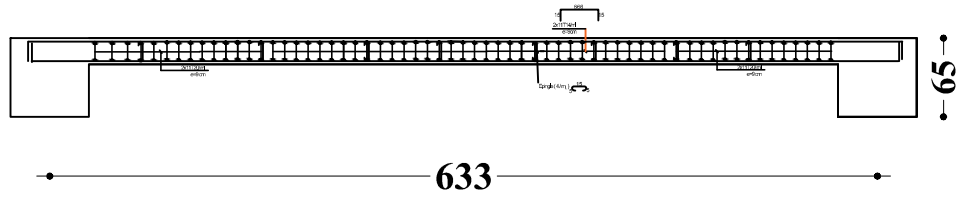
TITRE

**Plan de ferrailage  
de voile périphérique**

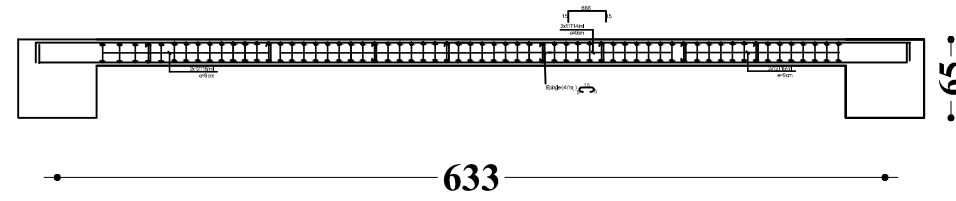
ECHELLE

# VOILES VL7

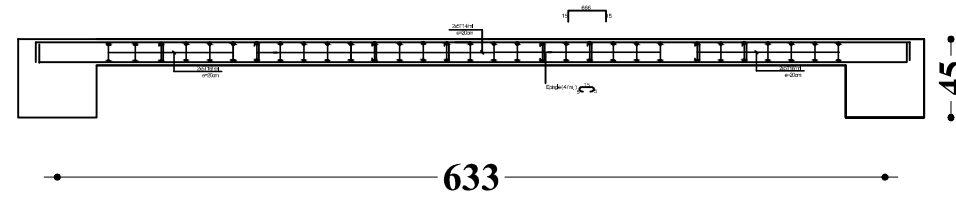
VOILES VL7 zone I  
sous sol et RDC



VOILES VL7 zone II  
etage2

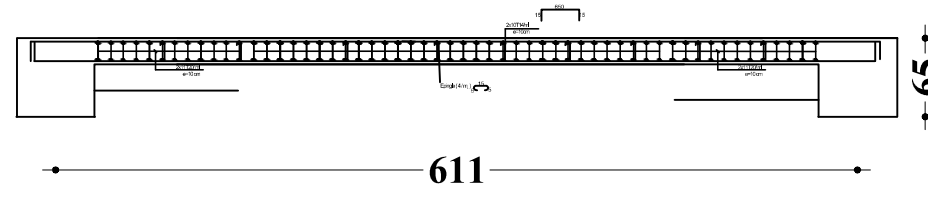


VOILES VL7 zone III  
etage5



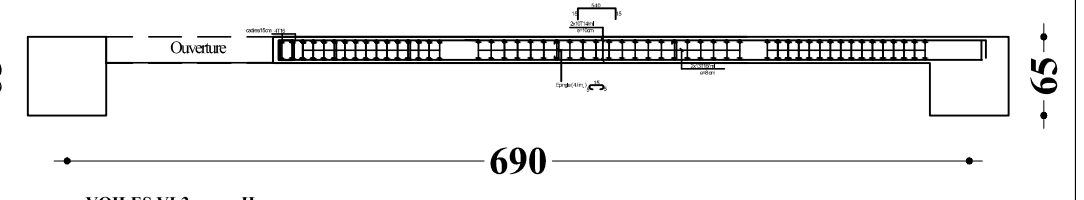
# VOILES VL9

VOILES VL9 NIVEAUX zone I  
sous sol et RDC

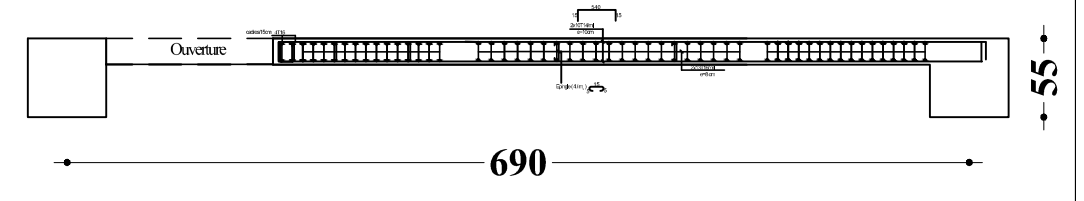


# VOILES VL3

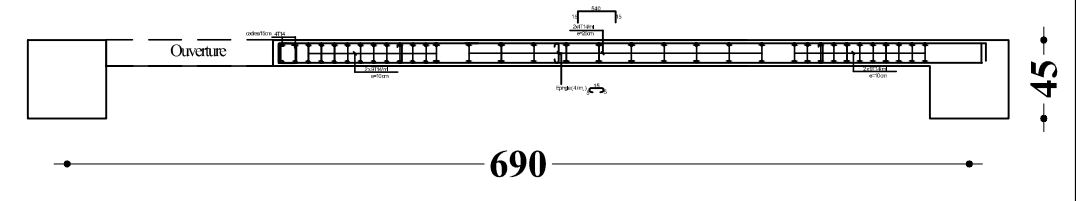
VOILES VL3 zone I  
sous sol et RDC



VOILES VL3 zone II  
ETAGE 2



VOILES VL3 zone III  
ETAGE 5



REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA TIZI OUZOU

DAIRA TIGZIRT

COMMUNE

PROJET:  
REALISATION D'UNE  
RESIDENCE TOURISTIQUE en  
R+9 +1 Sous SOL

**DOSSIER**  
COFFRAGE - FERRAILLAGE  
DES VOILES

DOSSIER : GENIE CIVIL

ECHELLES: 1/50

DATE :

ETUDIER PAR:

- HAMADOUCHE SAID  
- HAMANACHE TAHAR

ENCADRE PAR:

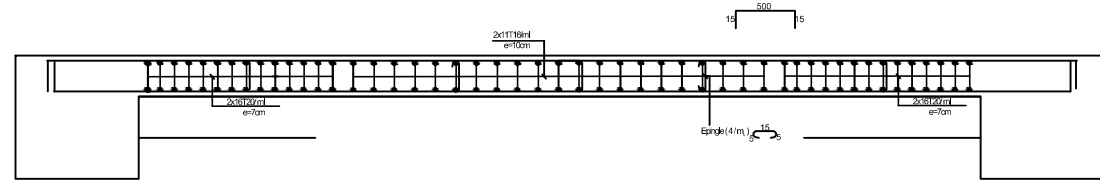
- MR MEGHLAT

VISA

Modification :

# VOILES VL4

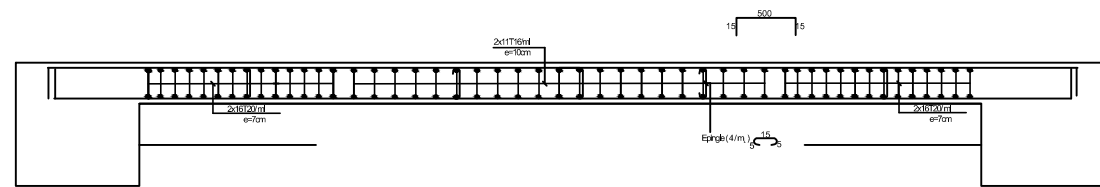
**VOILES VL4 NIVEAUX zone I**  
**sous sol et RDC**



65  
65

470

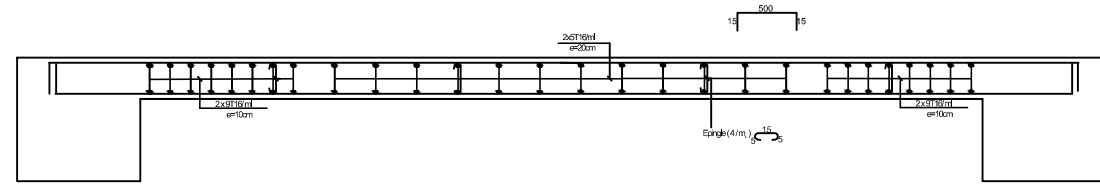
**VOILES VL4 NIVEAUX zone II**  
**ETAGE 2**



55  
55

470

**VOILES VL4 NIVEAUX zone III**  
**ETAGE 5**

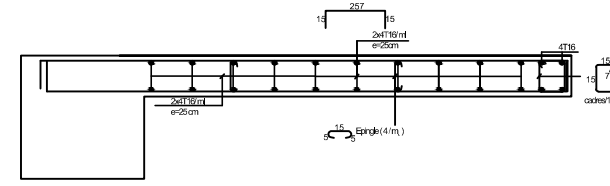


45  
45

470

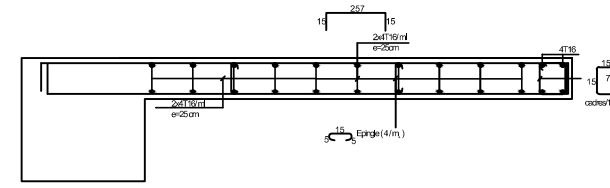
# VOILES VL5,VL6

**VOILES VL5,VL6 zone I**  
**sous sol et RDC**



65

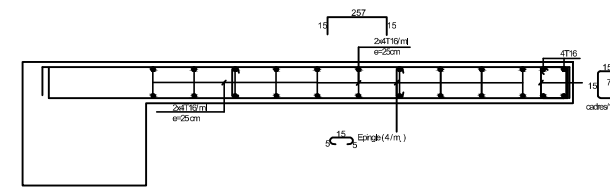
**VOILES VL5,VL6 zone II**  
**ETAGE 2**



55

238

**VOILES VL5,VL6 zone III**  
**ETAGE 5**

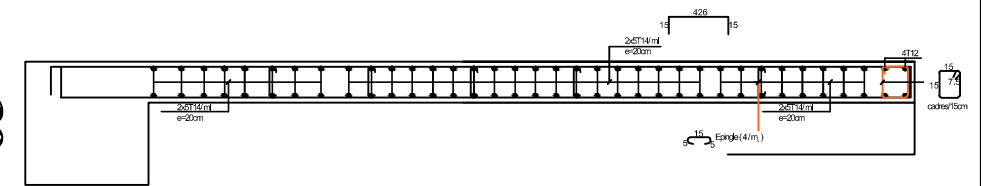


45

238

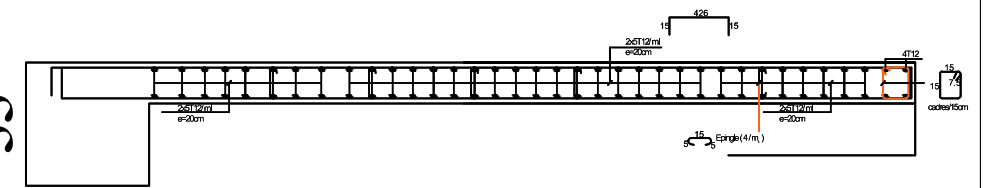
# VOILES VL8

**VOILES VL8 zone I**  
**SOUS SOL+ RDC**



65

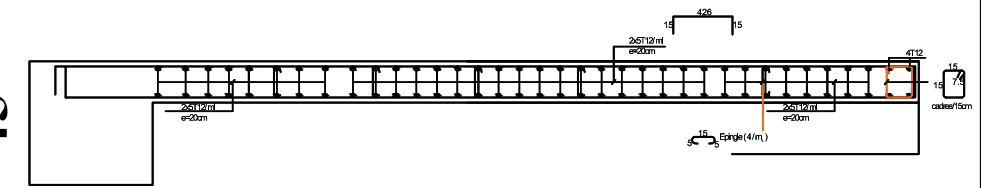
**VOILES VL8 zone II**  
**ETAGE 2**



55

403

**VOILES VL8 zone III**  
**ETAGE 5**



45

403

REPUBLIQUE - ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA ALGER

DAIRA TIGZIRT

COMMUNE \_\_\_\_\_

**PROJET:**  
**REALISATION D'UNE**  
**RESIDENCE TOURISTIQUE en**  
**R+9 +1 Sous SOL**

**DOSSIER**

COFFRAGE - FERRAILLAGE  
DES VOILES

DOSSIER : GENIE CIVIL

ECHELLES: 1/50

DATE :

ETUDIER PAR:

- HAMADOUCHE SAID  
- HAMANACHE TAHAR

ENCADRE PAR:

- MR MEGHLAT

VISA

Modification :