

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme
Master professionnel en Génie civil
OPTION : CCI

THEME

*Etude d'une tour(R+14) a usage d'habitation
et commercial contreventé par voiles et
portiques modélisé avec logiciel ETABS*



Etudier par:

Mr: LOUNIS MALIK

Mr : BELLIL BRAHIM

Mr : MOULA AHCENE

Diriger par :

Mr : ATLAOUI DJAMEL

Promotion 2011-2012

Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à M^r ATLAOUI 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 me venir en aide.

*Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)
Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

Merci à tous.;

Dédicace

Le projet de fin d'étude qu'on a l'honneur de présenté, a été exécuté à mené à bien grâce à la participation exceptionnelle de notre promoteur.

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents. Qui ont su être à mes cotés dans les moments difficile sans lesquels je n'aurai pas abouti à ce stade d'étude, ainsi que chaque instant de bonheur qu'ils m'ont procuré, fasse dieu que je puisse les honorés ;

A mes chers frères qui me soutient depuis tout le temps : Amine , Youcef et mes sœurs :Kahina et Haassina.

A mon mari Abderrahmane et toute sa famille.

A Mon binôme et soeur Lynda ainsi que sa famille.

A tous mes amis et collègues :kahina, Hania ,Razika ,Hocine et la famille de salle machine.

Je vous dis merci et pour tous qui mon aidés de loin ou de prés pour la réalisation de ce mémoire.

BELKACEMI Ouarda!__

SOMMAIRE

INTRODUCTION

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....11

Chapitre III : Calcul des éléments.....32

- III-1- Acrotère33
- III-2- Plancher45
- III-3-Dalle pleine.....66
- III-4-Dalle pleine de la salle machine.....74
- III-5- Cage d'ascenseur.....86
- III-6- Escaliers88
- III-7- poutre palière.....119

Chapitre I V : Etude de contreventement129

Chapitre V : fichier de donnée (Caractéristiques géométriques).....140

Chapitre VI : modalisation de la structure (vérification au RPA)...161

Chapitre VII : fichier résultats.....203

Chapitre VIII: Ferrailage des poutres215

Ferrailage des poteaux.....233

Ferrailage des voiles253

Chapitre IX : Étude de l'infrastructure.....273

CONCLUSION

INTRODUCTION

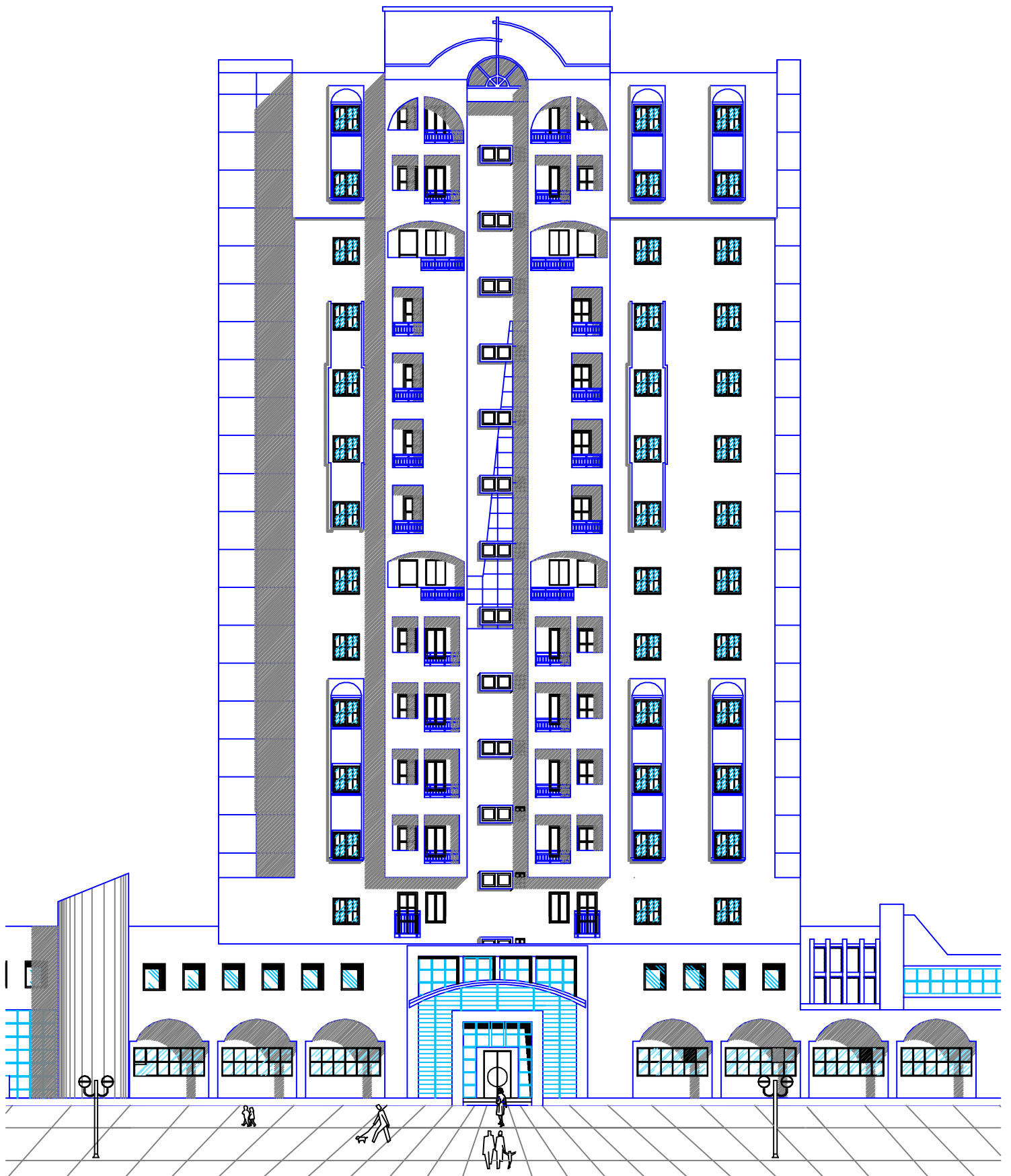
La qualité des constructions s'est accrue de façon notable au cours de la dernière décennie, sans que les conditions économiques aient été profondément modifiées. Les progrès enregistrés sont dus, en grande partie, à l'apparition de composants industriels performants et plus particulièrement les nouvelles technologies qui sont régies par l'outil informatique, fruits des recherches de l'industrie du bâtiment et des divers centres techniques.

Les expertises effectuées suite au séisme de 2003 (Boumerdès) ont révélés beaucoup d'imperfections et d'anomalies qui ont causés des dégâts et des effondrements, ont touchés beaucoup plus les structures en portique auto stable.

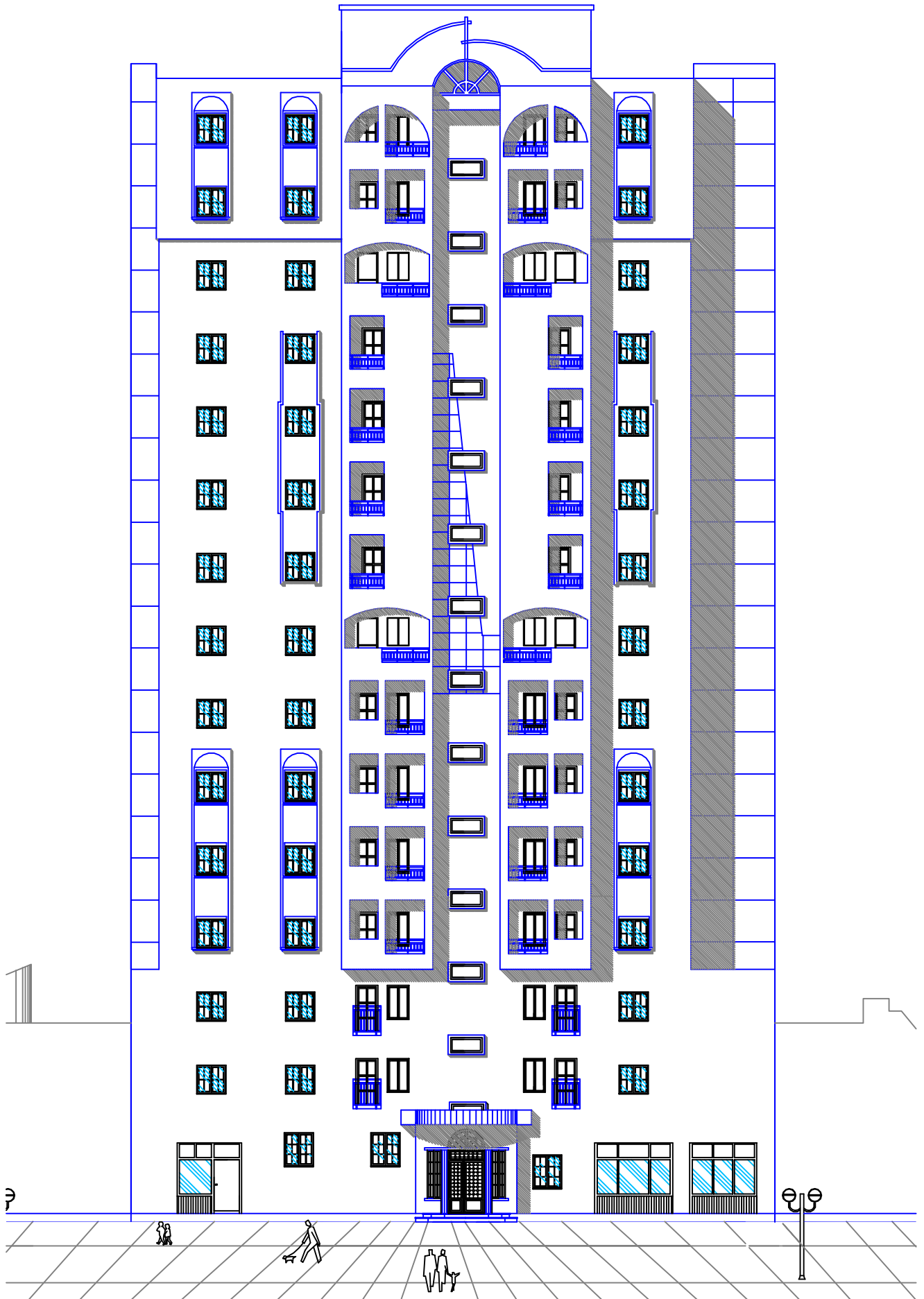
Alors de ce fait, la nouvelle version 2003 des RPA exhorte l'usage des structures contreventées par des voiles ou structures mixtes en zones sismiques.

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à l'étude de la structure sur le plan de la résistance des éléments structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation et commerciales en (R+14). En respectant l'aspect architectural, nous n'avons pas limité notre étude aux divers calculs théoriques indispensables, on a veillé aussi à ce qu'une concordance entre les calculs théoriques effectués et les aspects pratiques soit établie.

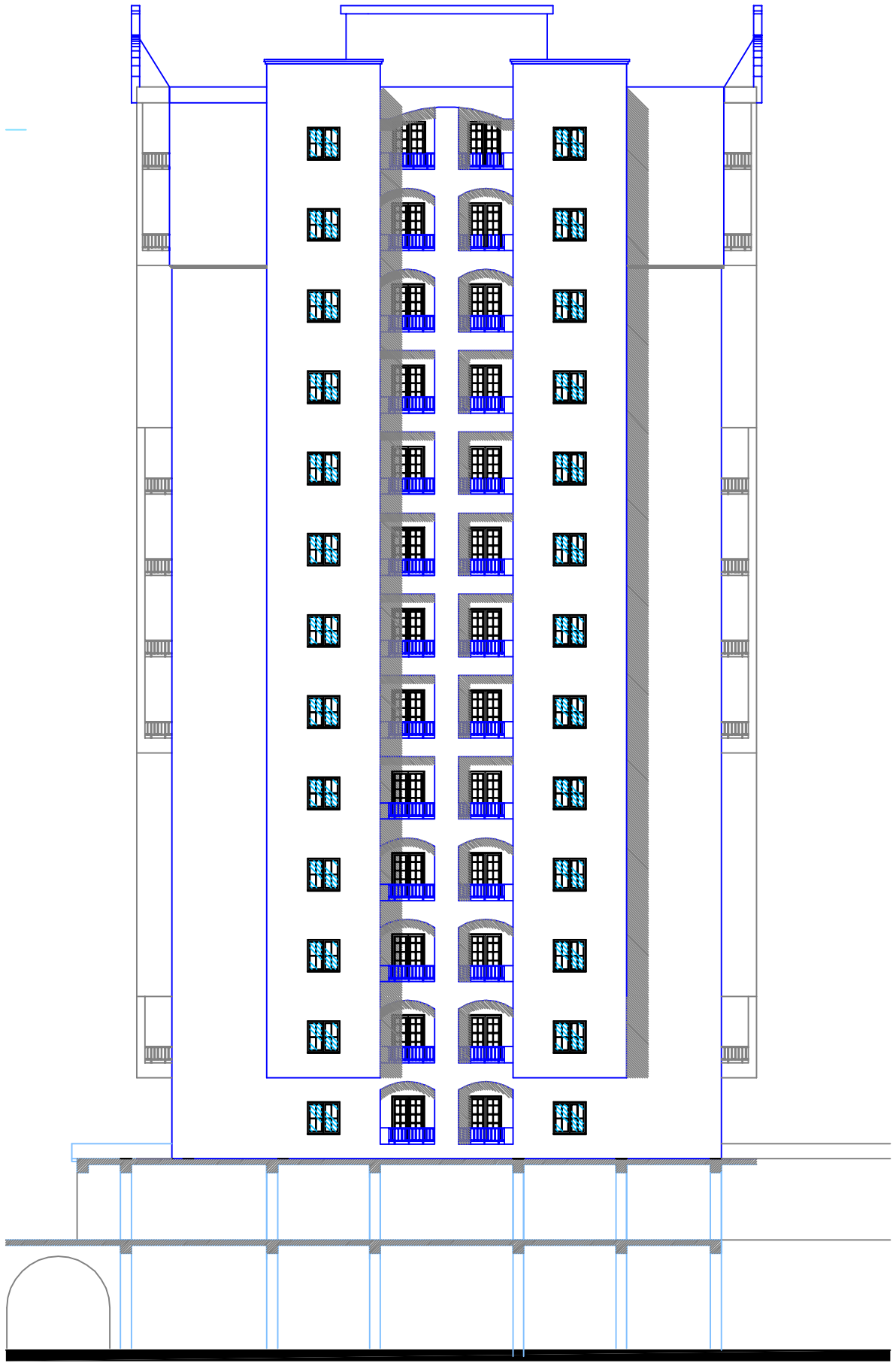
PLAN
D'ARCHITECTE



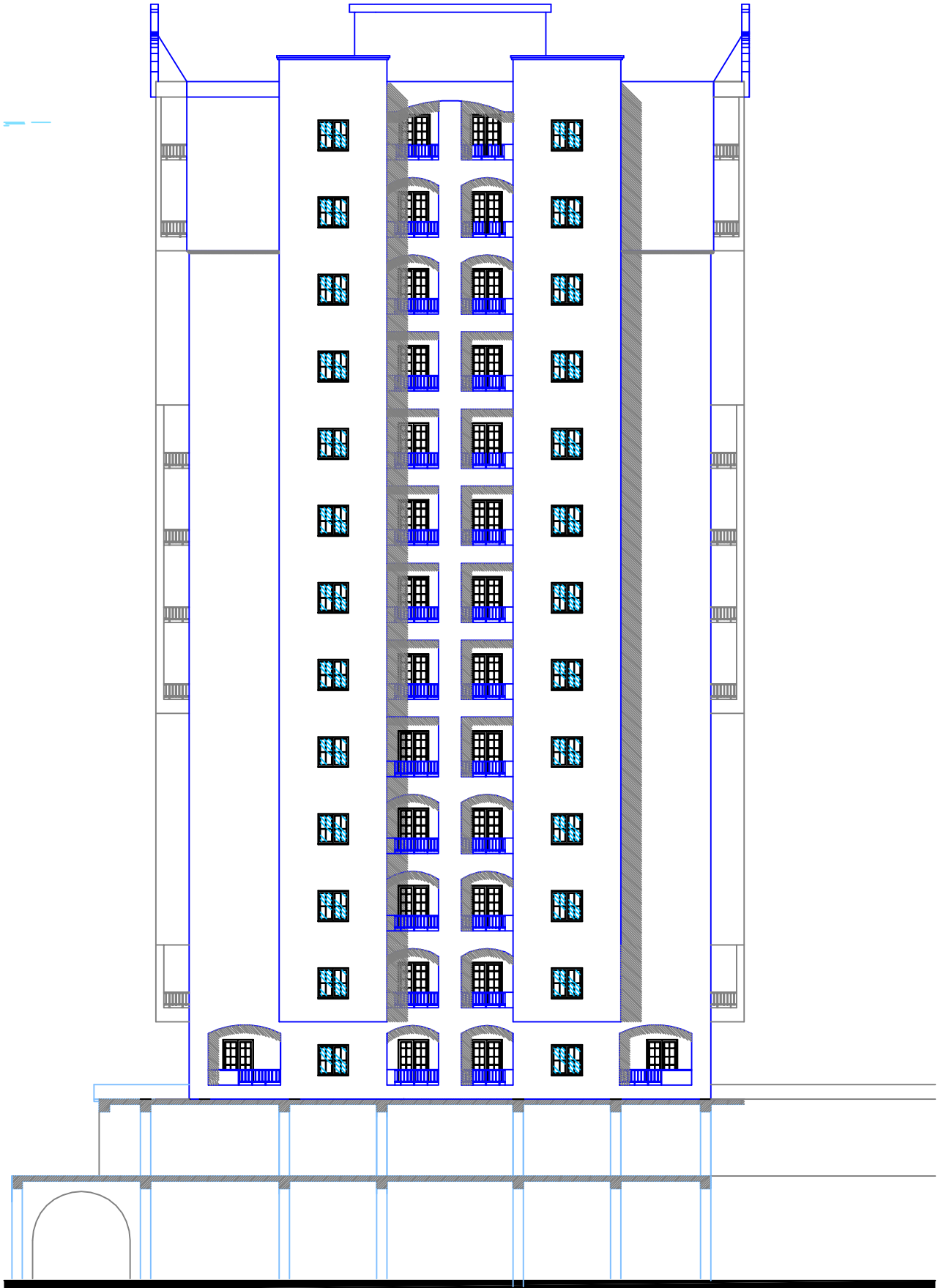
FACADE PRINCIPALE



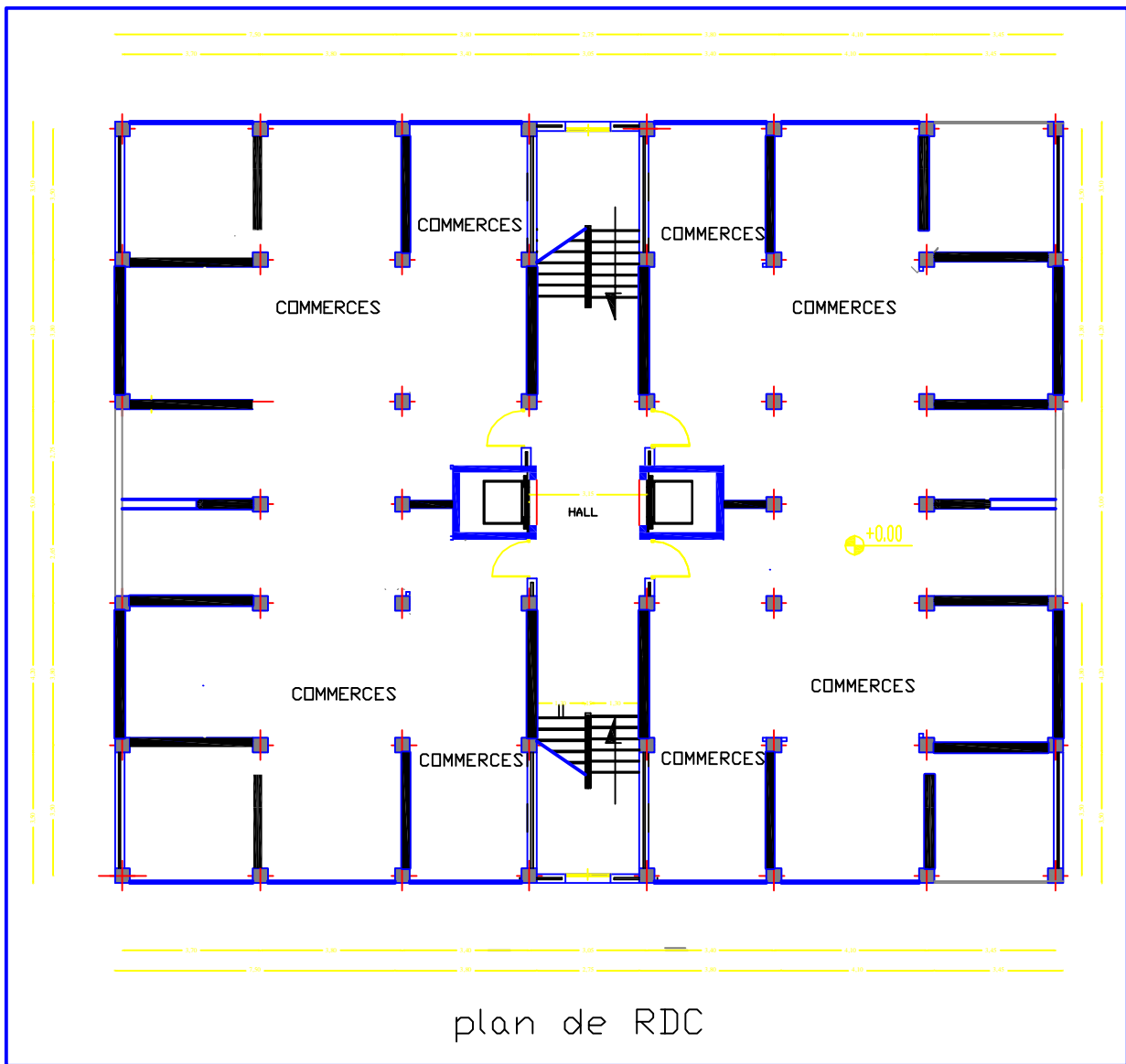
FACADE POSTERIEURE

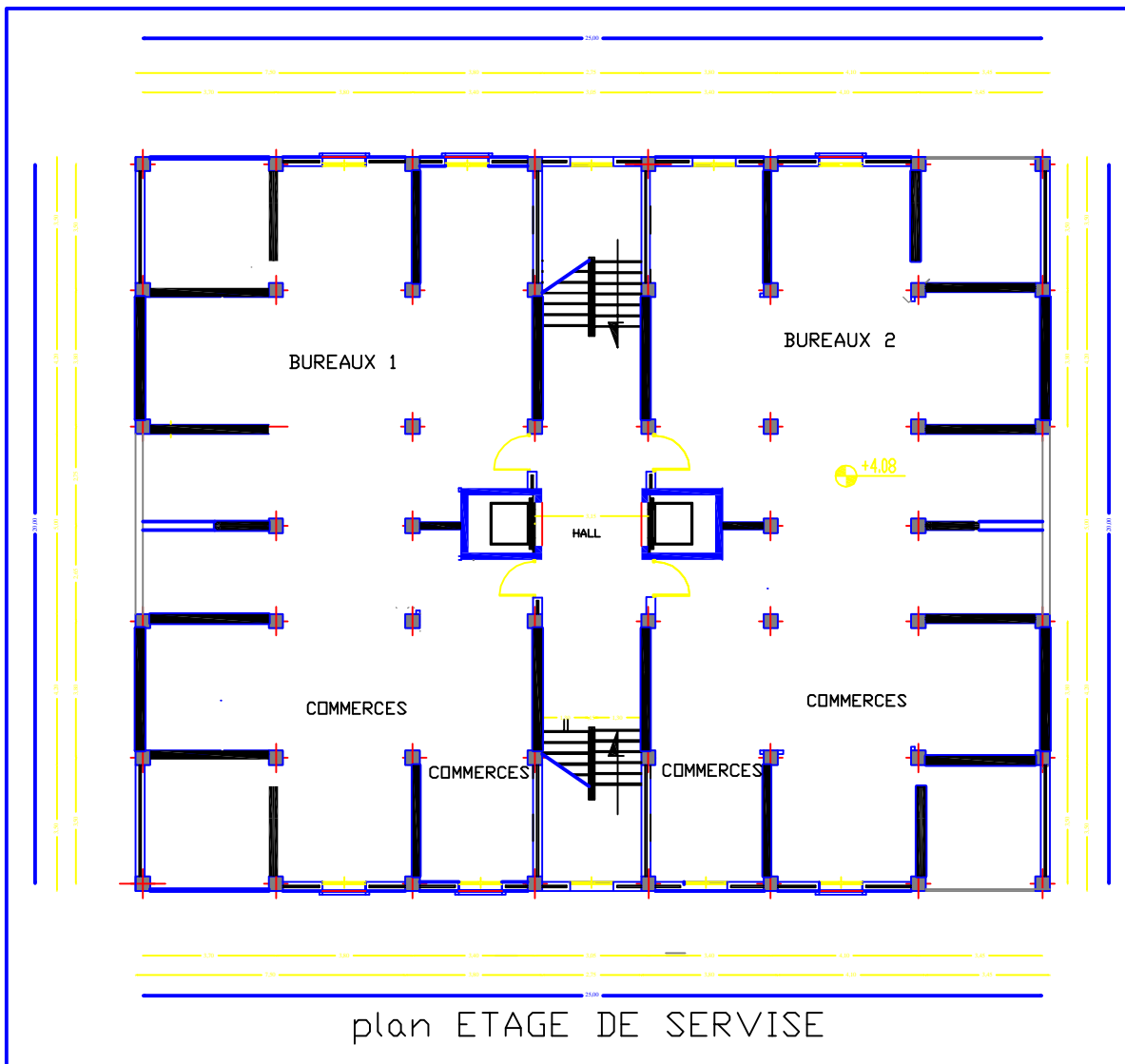


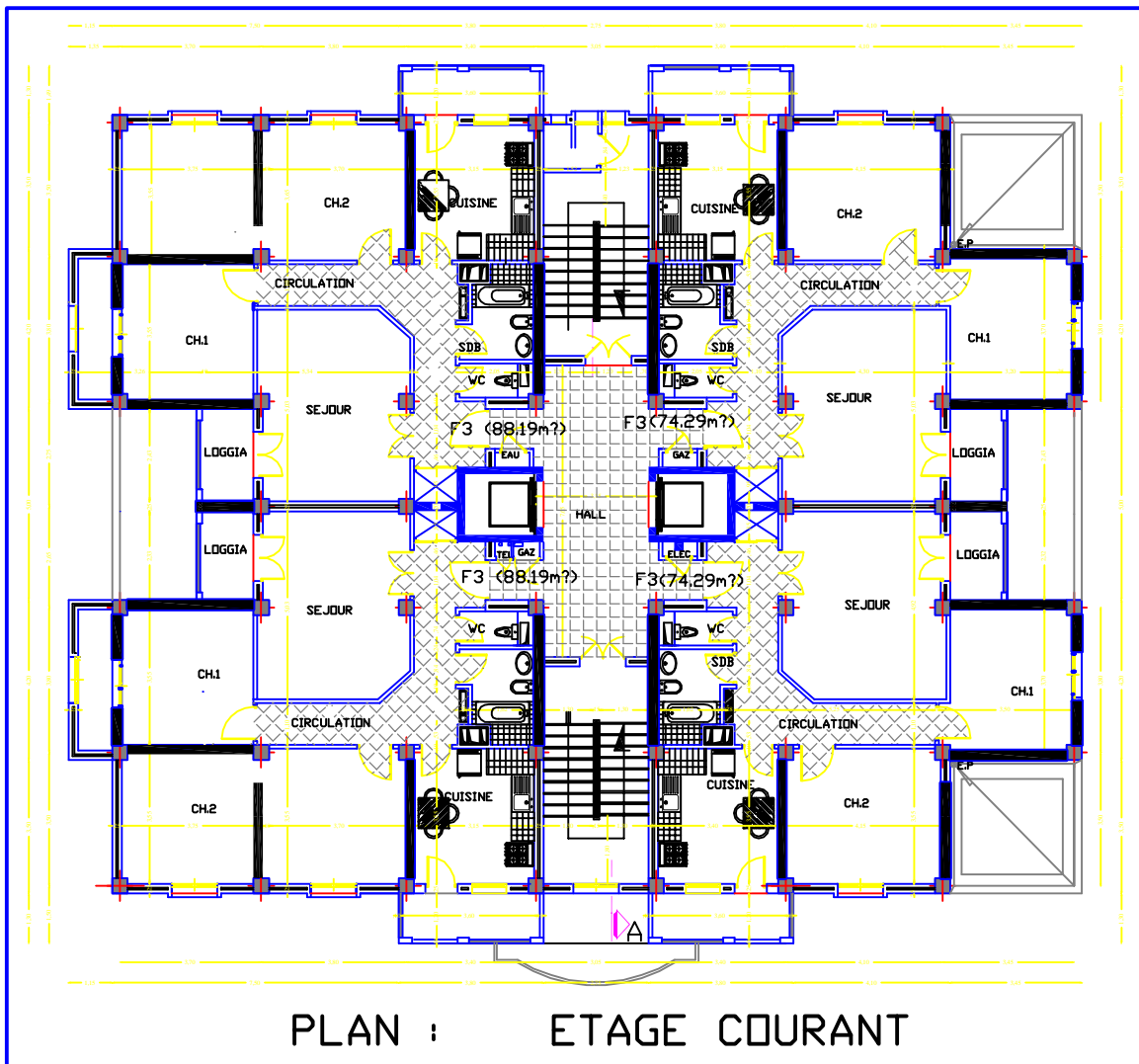
FACADE LATÉRALE GAUCHE.

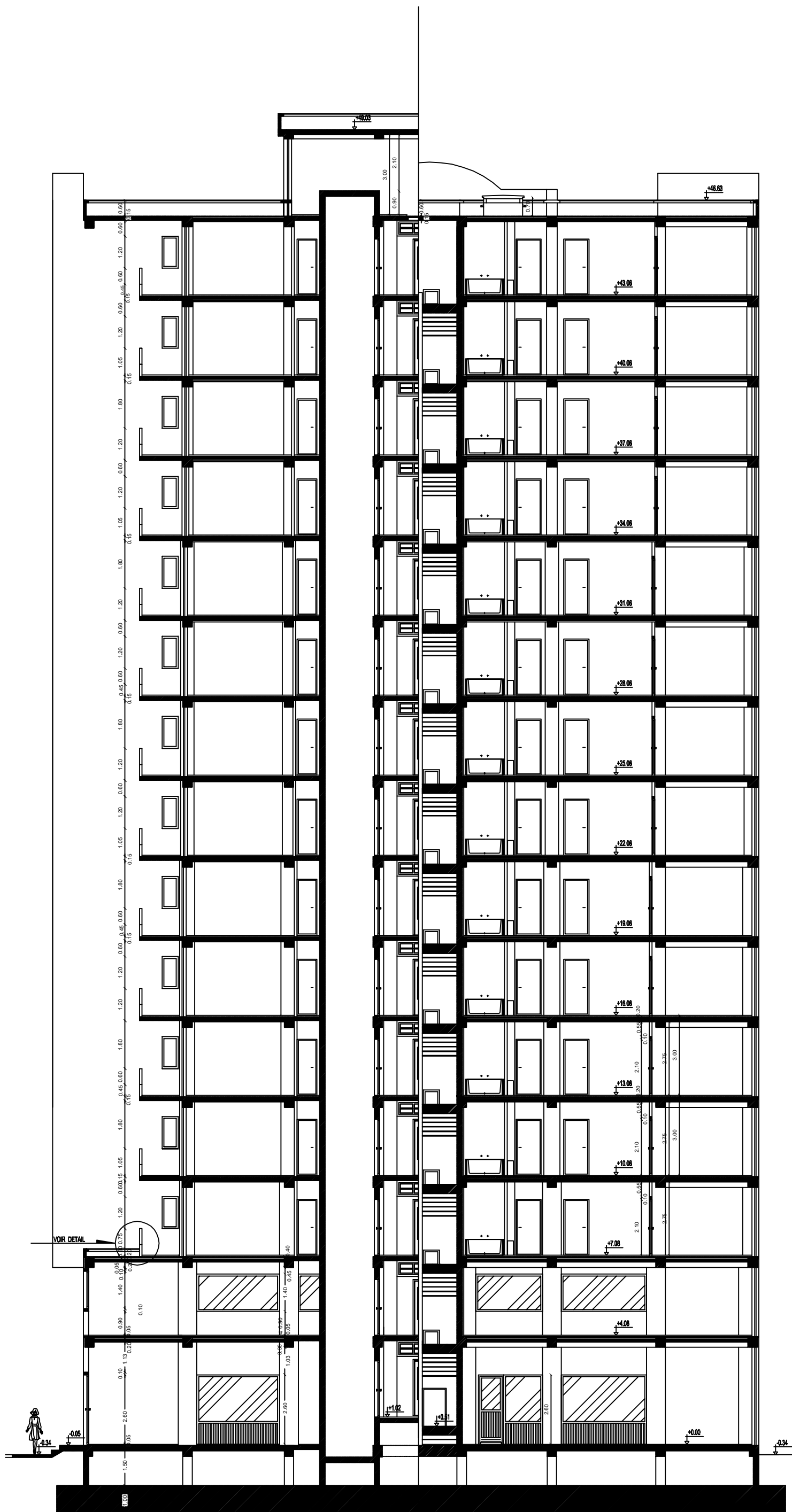


FACADE LATERALEDROITE.

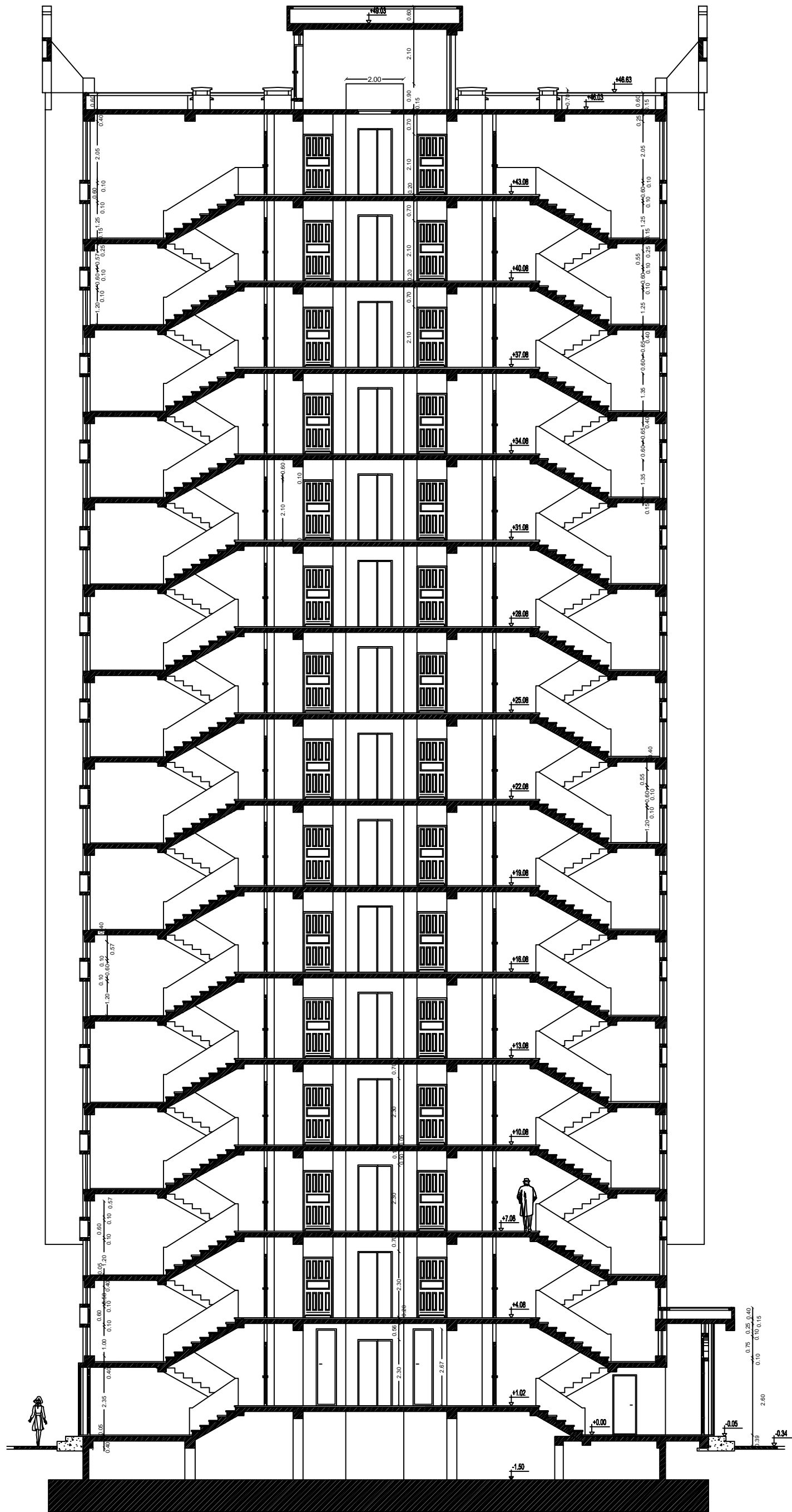






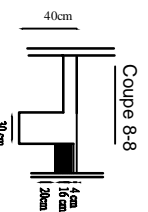
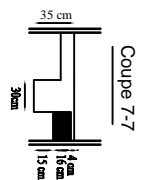
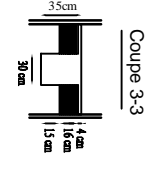
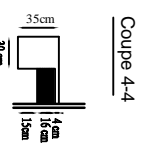
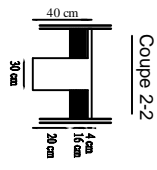
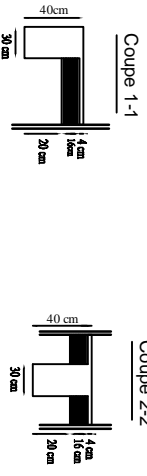
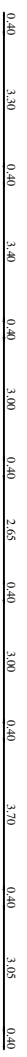
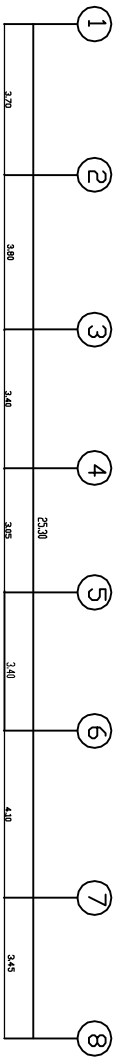
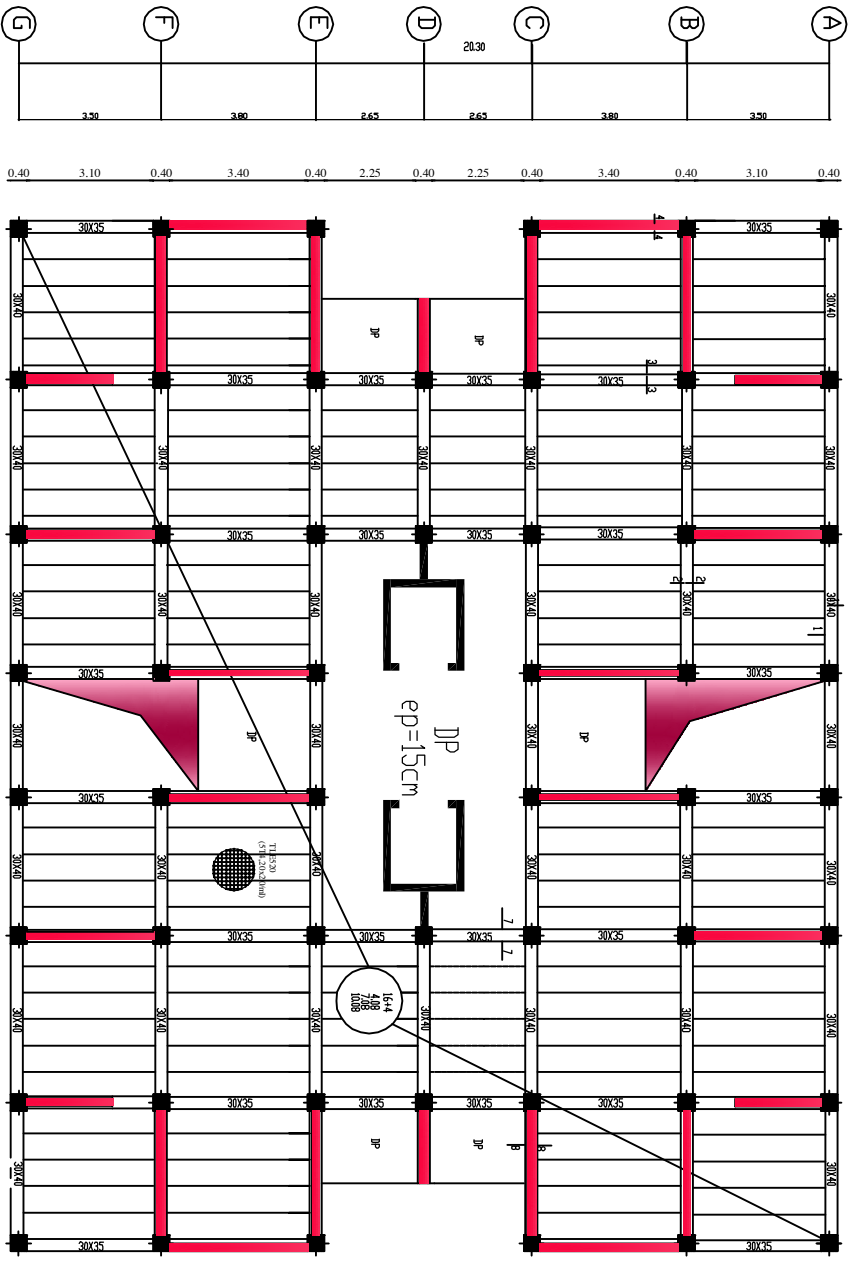


COUPE -BB-



COUPE -AA-

PLAN DE COFFRAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD HAMMERRI DE TIZI-OUZU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

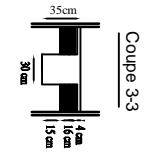
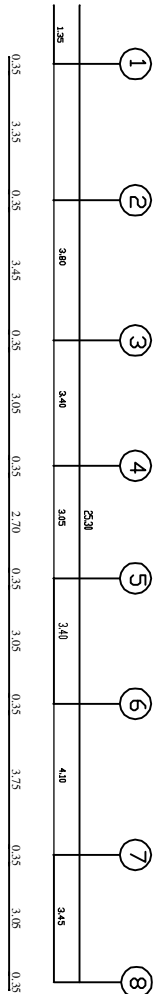
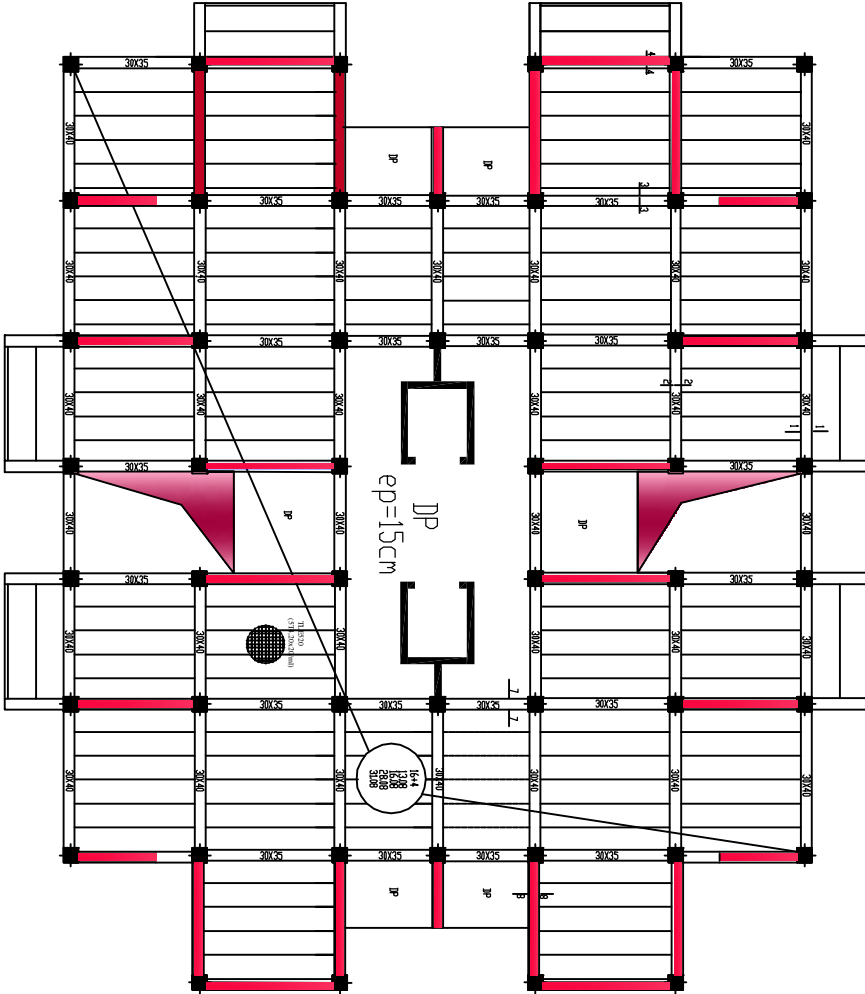
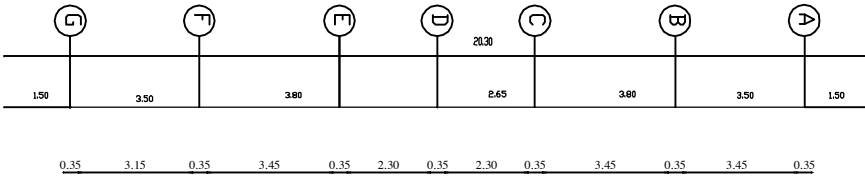
ETUDE PAR :
 Mr. TOURNIS
 Mr. BELLIL
 Mr. MOULA
 DIRIGE PAR :
 Mr. ATLAOUI

TITRE:
 COFFRAGE DE RDC

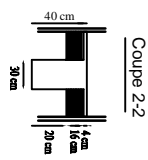
PROMOTION 2011-2012

PLANCHE N°1

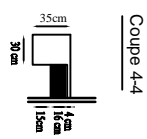
ECHELLE: 1/50



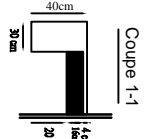
Coupe 3-3



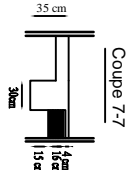
Coupe 2-2



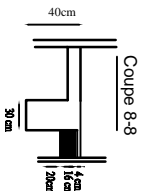
Coupe 4-4



Coupe 1-1



Coupe 7-7



Coupe 8-8

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUZ MANNERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

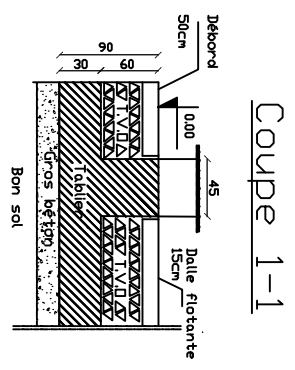
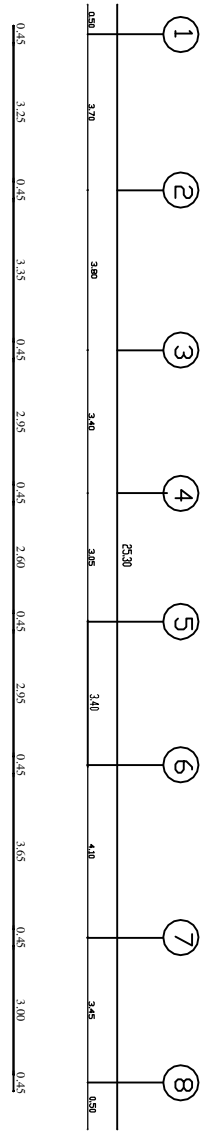
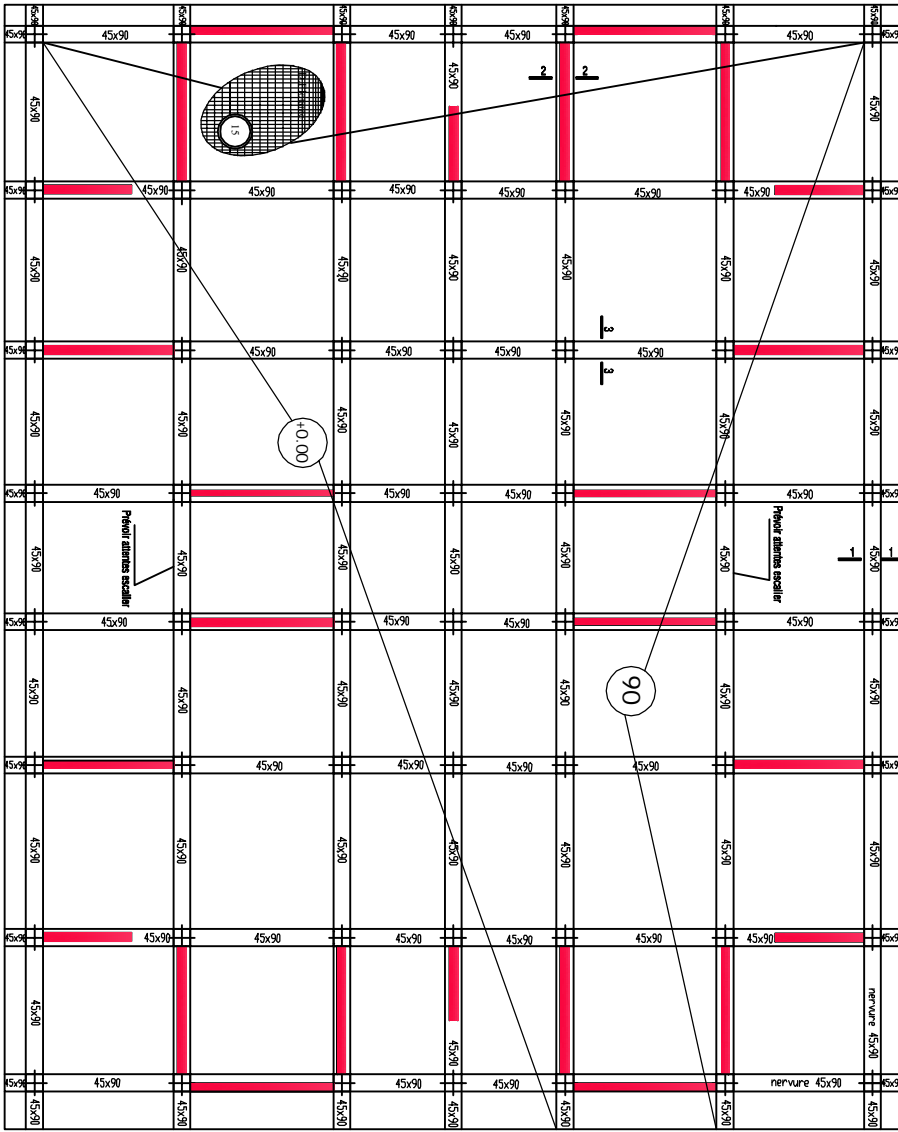
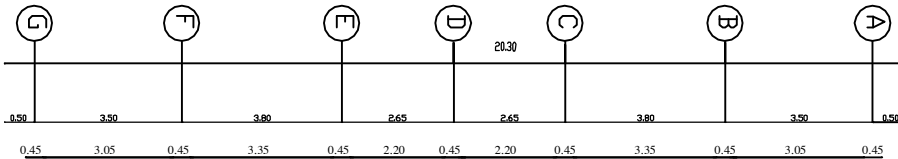
ETUDE PAR :
 Mr : LOUNIS
 Mr : BELLIL
 Mr : MOULA
 DIRIGE PAR :
 Mr : ATLAUI

TITRE:
 COFFRAGE ETAGE COURANTE

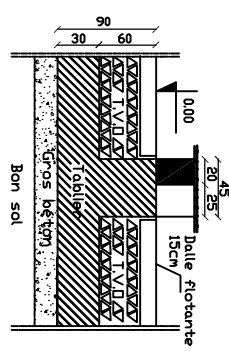
PROMOTION 2011-2012

PLANCHE N°2

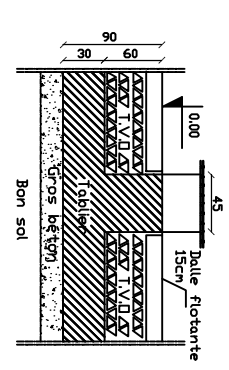
ECHELLE:1/50



Coupe 2-2



Coupe 3-3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Mr. I. LAURIS	TITRE: Coffrage fondations
DIRIGE PAR : Mr. I. MEDLA	
Mr. ATLAOUI	PLANCHE N°5
PROMOTION 2011-2012	ECHELLE 1/50

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-1) Description de l'ouvrage :

Le présent projet consiste en calcul et étude d'une tour R+14 à ossature mixte, à usage d'habitation commerciale et bureau.

Cette tour est implantée dans une zone qui est classée selon le RPA 99/ VERSION 2003 comme étant une zone à forte sismicité (zone III) wilaya de boumerdas.

Cette tour comporte :

- 01 rez de chaussée (RDC) à usage commerciale
- 02 étages à usages commerciale et bureau
- 10 étages à usages d'habitation
- 02 cage d'escalier
- 02 cages d'ascenseurs.

I-1-1) Caractéristiques géométriques :

- La longueur totale du bâtiment :.....25.30m.
- La largeur totale du bâtiment :.....20.30m.
- La hauteur de rez de chaussée :.....4.08m.
- La hauteur d'étage courant :.....3.00m.
- La hauteur de l'acrotère :.....0.6m.
- la hauteur totale de bâtiment:.....46.08m.

I-1-2) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :**I-1-2-1) L'ossature :**

La tour a une ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent,...etc.)

I-1-2-2) Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer entre chaque deux niveau successif de bâtiment.

- Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- 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).
- Plancher en dalle pleine coulée sur place, constitué en béton armé posé directement sur les poteaux.

I-1-2-3) Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

- Notre bâtiment comporte deux cages d'escalier desservant la totalité des niveaux.
- Notre type d'escalier est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

I-1-2-4) La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni de deux cages d'ascenseurs qui seront réalisées en voiles, coulés sur place. qui n'adhèrent pas à la structure concéderai comme des éléments isolé à l'intérieur de la structure.

I-1-2-5) les balcons :

Les balcons seront réalisés en béton armé (cors creus).

I-1-2-6) Maçonnerie :

- **Les murs extérieurs :** seront en double cloisons, en briques de (10+10) cm séparées Par une lame d'air de 5 cm
- **Les murs de séparations intérieurs :** seront réalisés en cloison en briques creuses de 10cm

I-1-2-7) Les revêtements :

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I-1-2-8) Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I-1-2-9) L'acrotère :

Sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, il sera soumis à son poids propre et une poussée latérale $P=1,00\text{KN/ml}$ dû à la main courante d'un ouvrier qui tendra à la renverser.

I-1-2-10) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

-Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-2-11) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

- **Le béton :**

Le béton est un matériau composite confectionné à base de ciment, gravier, sable et eau après une étude de composition réalisée par un laboratoire spécialisé.

Comportement expérimentale :

- **Essai de compression :**

Le béton présente une relative bonne résistance à la compression, les résistances obtenues dépendent de la composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées appelées 16×32, de forme cylindrique de hauteur de 32cm et de diamètre de 16cm (aire : 200 cm²)

A partir d'une courbe contrainte – déformation d'un essai de compression, on peut tirer les grandeurs suivantes :

-Le module de Young instantané $E_{ij} \approx 30000\text{MPa}$

-La contrainte maximale $\sigma_{\max} = 20\text{à}40\text{MPa}$

-La déformation maximale à la rupture $\varepsilon_{\max} \approx 2\text{‰} = 2 \times 10^{-3}$

- **Essai de traction :**

Il est beaucoup plus difficile de faire des essais en traction, on retiendra uniquement que la résistance à la traction du béton est beaucoup plus faible que celle à la compression

$$R_t \approx R_c / 10.$$

- **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, $E_v = E_{\infty} = 3.E_i$

- **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 5×10^{-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.

• **Dilatation thermique :**

Le coefficient de dilatation du béton vaut 9×10^{-6} à 12×10^{-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-2-12) Modélisation – calculs réglementaires :

• **Résistance caractéristique à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à (j) jours d'âge est déterminée à partir des essais sur éprouvettes $16 \times 32 \text{cm}^2$, elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression. En pratique comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante :

$$f_{cj} = \sigma_j / 1,15$$

Où

σ_j : Valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés.

On utilise le plus souvent la valeur à 28jours de maturité : f_{c28} pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par :

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = [j / (1,40 + 0,95j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (BAEL91 modifié99-Art-2.1.11)

• **Résistance caractéristique à la traction :**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art -2.1,12)}$$

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

-Ainsi pour notre cas on aura :

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

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

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

• **Modules de déformation longitudinale :**

On distingue module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

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

-Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois(3) fois le module différé. $E_{ij} = 3 E_{vj}$

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

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{MPa (BAEL91 modifiée 99.Art -2.1, 2)}$$

$$E_{vj} = 4400(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{ si } f_{c28} > 60\text{MPa, sans fumée de silice (Annexe F)}$$

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

Pour notre cas :

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

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

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

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

• **Module d'élasticité transversale « G » :**

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)

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

$\Delta d/d$: Déformation relative transversale

$\Delta l/l$: Déformation relative longitudinale

• **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égale à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à L' E.L.U et

$\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à L'E.L.S (BAEL91 modifiée 99.Art – 2.1,3).

I-2-13) - MODELE DE CALCUL à L'E.L.U :

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

Avec cette figure :

$$- E_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$- E_{bc1} = \begin{cases} 3,5\text{‰} \dots\dots\dots \text{ si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art. 4.3, 41).} \\ (4, 5 - 0,025f_{cj}) \dots\dots \text{ si } f_{cj} > 40 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art.4.3, 41).} \end{cases}$$

$$- E_{bc1} = \begin{cases} 3,5\text{‰} \dots\dots\dots \text{ si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art. 4.3, 41).} \\ (4, 5 - 0,025f_{cj}) \dots\dots \text{ si } f_{cj} > 40 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art.4.3, 41).} \end{cases}$$

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

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

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

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité partiel

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

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

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa. (BAEL91 modifiée 99.Art. A.4.5.2)}$$

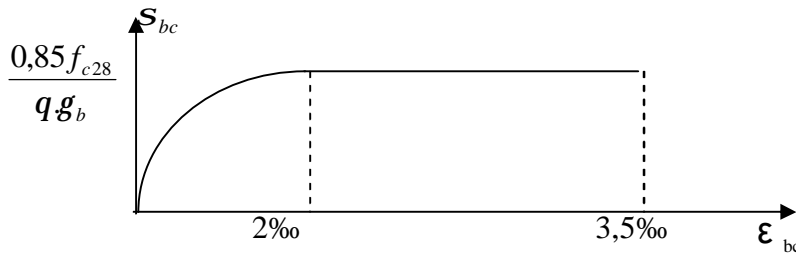


Fig.I-1 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'E.L.U.

I-2-14) -MODELE DE CALCUL à L'E.L.S :

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) 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 ($E_b = 13333\text{MPa}$).

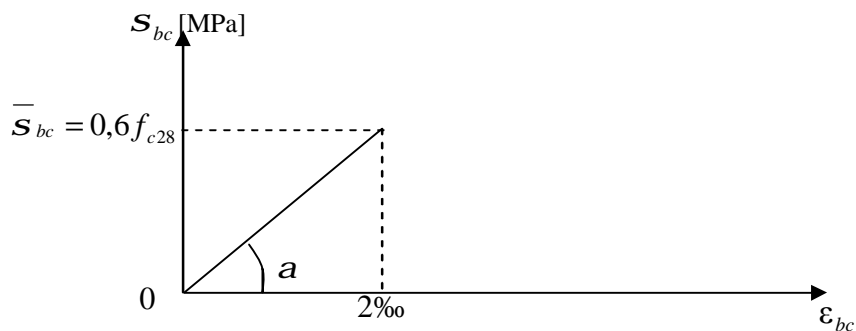


Fig.I-2 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L' E. L.S.

- **Contraintes tangentielles conventionnelles :**

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour le calcul relatif à l'effort tranchant est définie par :

$$t_u = V_u / b_0 \cdot d \quad (\text{BAEL91 modifiée 99.Art 5.1.1})$$

V_u : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section

b_0 : Largeur de l'âme

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

Cette situation doit vérifier les conditions suivantes :

- Si les armatures sont droites :

$$\text{En FPP : } t_u \leq \min \{0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\}$$

$$\text{En FP et FTP : } \tau_u \leq \min \{0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa}\} \quad (\text{BAEL91 modifiée 99.Art 5.1.2})$$

- Si les armatures sont inclinées à 45° :

$$t_u \leq \min \{0,27f_{cj} / \gamma_b ; 7\text{MPa}\}$$

- Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$

Il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u .

- **Poids volumique de béton :**

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

- 2300 à 2400daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500daN/m³ s'il est armé.

I-2-2) Les aciers d'armatures :

I-2-2-1) Types d'aciers :

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

1. **Les aciers doux** : Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses.
2. **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.
3. **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.
4. **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.

Dans le calcul des aciers, les caractéristiques qu'il faut prendre en compte sont :

f_c : Limite d'élasticité garantie.

h : Coefficient de fissuration.

Ψ_s : Coefficient de scellement.

E_s : Module de déformation longitudinale.

Φ : Diamètre de l'armature.

Tableau. I-1 : Caractéristiques mécaniques garanties des aciers (E.L.S).

Principales caractéristiques des aciers		
Barres lisses	Φ	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité f_e (MPa)	215	235
Résistance à la rupture S_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 S_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 S_r (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

Tableau. I-2 : Caractéristiques d'adhérence des aciers

Barres (tous diamètre)			
	Lisses	HA	
y_s	1	1,5	
h	1	1,6 en général	
Treillis soudés (tous types standard)			
	TSL	TS HA	
		$f < 6mm$	$f \geq 6mm$
y_s	1	1,5	1,5
h	1	1,3	1,6

I-2-2-2) Module de déformation longitudinale « Es » :

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.

$E_s = 200\ 000\ MPa$ (BAEL91 modifiée 99.Art-2.2.1)

I-2-2-3) Contrainte limite d'élasticité de l'acier :

I-2-2-3-1) Contrainte limite ultime:

$$S_s = f_{su} = f_e / \gamma_s \text{ (BAEL91 modifiée 99.Art.4.3, 2)}$$

γ_s : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à : $\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Situation courante.
 $\gamma_s = 1,00 \rightarrow$ Situation accidentelle.

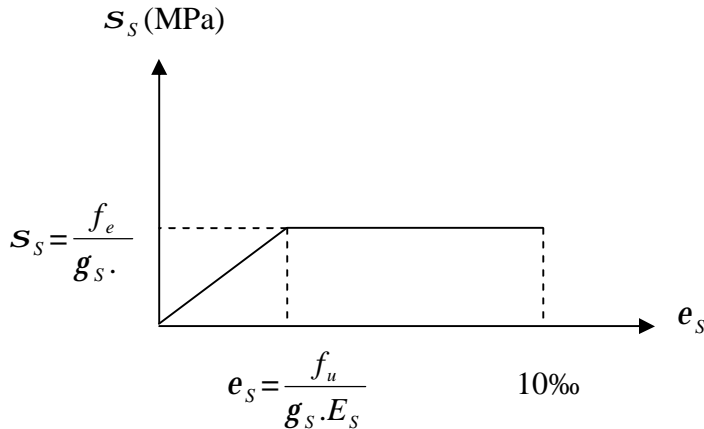


Fig. I-3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.U

I-2-2-3-2) 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 :

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

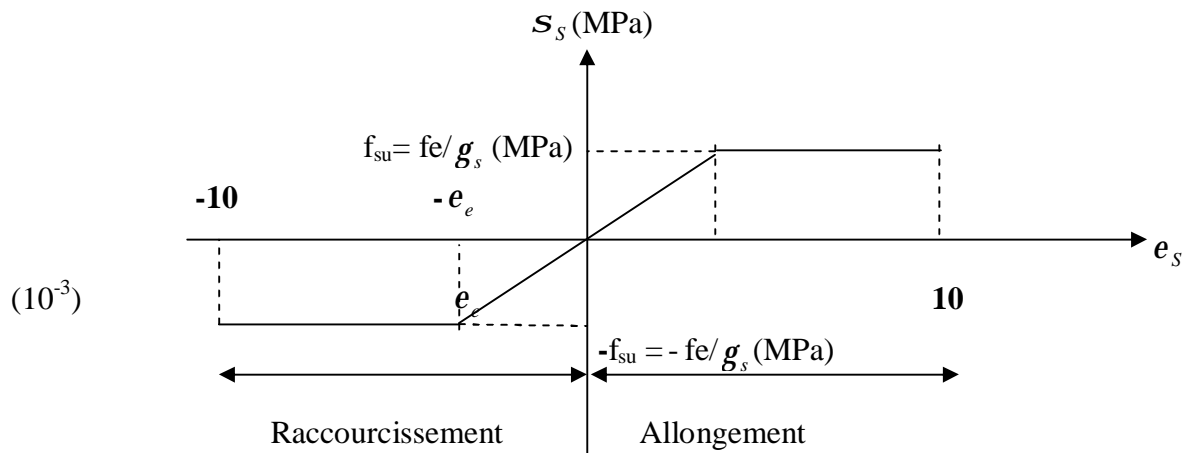


Fig.I-4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

I-3) Protection des armatures :

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) :

- 5cm : → Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- 3cm : → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- 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).

I-3-1) 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-3-2) Le 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.

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

DES ELEMENTS

II-1) PLANCHERS :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, ses fonctions essentielles sont :

- Séparation entre chaque deux niveau successif d'un bâtiment.
- Résistance aux charges et surcharges.
- Isolation acoustique et thermique entre étages.
- Transmission des différentes charges aux éléments porteurs.
- Supports de revêtement et plafond.

II-1-1) PLANCHERS EN CORPS CREUX :

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis soudé et dalle de compression.

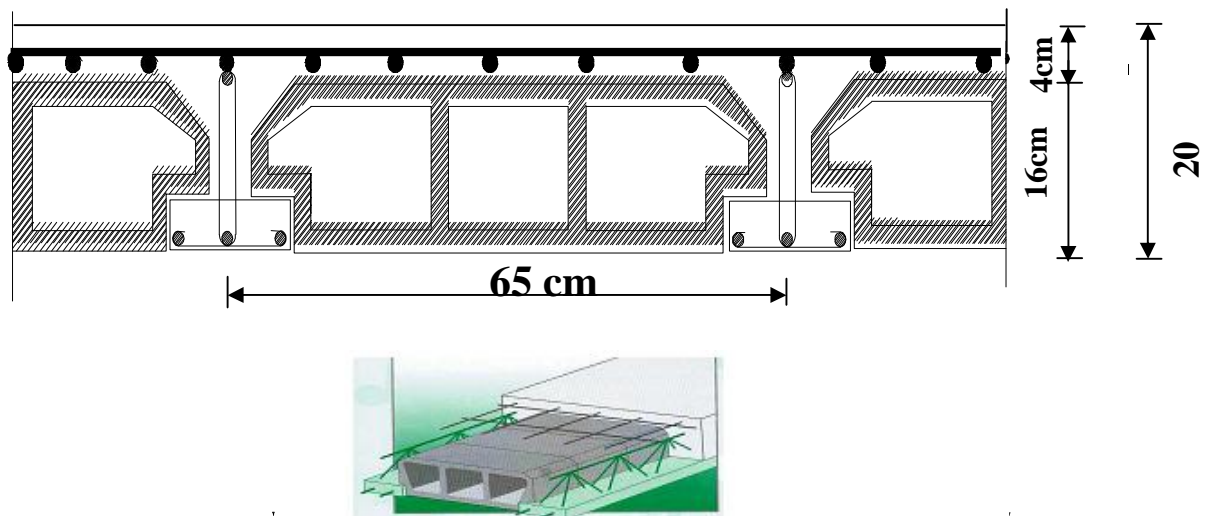


Fig. II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

- **DIMENSIONNEMENT :**

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1})$$

Avec :

. h_t : Hauteur totale du plancher.

. L_{\max} : la portée libre de la plus grand travée dans le sens de poutrelles.

Le RPA exige : $\min(b,h) \geq 30\text{cm}$ en zone III en prend ; $\min(b,h) = 30\text{cm}$

-Pour notre cas :

$$L_{\max} = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq 350 / 22.5 = 15,55 \text{ cm.}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur $(16+04) = 20 \text{ cm.}$

-Epaisseur de corps creux = 16cm.

-Epaisseur de la dalle de compression = 04cm

II-1-2) PLANCHERS EN DALLE PLEINE :

Ils sont composés d'une dalle mince et plane d'épaisseur constante reposant sur un système d'appuis (sur appuis continus ou sur appuis ponctuels).

-L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique, et sa flèche.

II-1-2-1) Condition de l'isolation acoustique :

Pour une dalle pleine la résistance acoustique ou l'indice d'affaiblissement acoustique.

$$R = 47,161 \text{ [db]}$$

- **Les bruits aériens :**

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

$$R = 13,3 \log 10M \quad \text{si} \quad M \leq 250 \text{ kg/m}^2 \dots (*) \quad M : \text{Masse surfacique.}$$

$$R = 15 \log M + 9 \quad \text{si} \quad M > 250 \text{ kg/m}^2 \dots (**).$$

La formule (**) nous donne :

$$M = 350 \text{ kg/m}^2.$$

Donc :

$$M = \rho \times e_p \geq 350 \text{ kg/m}^2.$$

A.N :

$$2500 \times e_p \geq 350 \implies e_p = 350 / 2500 = 0,14 \text{ m.}$$

$$.e_p \geq 14 \text{ cm.}$$

- **Les bruits d'impact :**

La loi de la masse nous donne :

$$M \geq 400 \text{ kg/m}^2.$$

$$.M = \rho \times e_p \geq 400 \implies e_p \geq 400 / 2500 = 0,16 \text{ m.}$$

. $e_p \geq 16$ cm.

II-1-2-2) Condition de la résistance au feu : (BAEL 91 révisé 99-3.1.33)

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

- $e_p = 11$ cm Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.
- $e_p \geq 7$ cm..... Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

II-1-2-3) Condition de la résistance à la flexion :

-Un panneau de dalle continu portant dans deux sens si :

$$0,4 \leq r = L_x/L_y \leq 1 \quad \text{d'où} \quad L_x/50 \leq e_p \leq L_x/40.$$

-Un panneau de dalle portant dans un seul sens si :

$$r = L_x/L_y < 0,4 \quad \text{d'où} \quad L_x/35 \leq e_p \leq L_x/30.$$

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

-Dans notre cas le panneau le plus sollicité c'est le panneau délimité par les travées (3,D-E ;4,D-E) et (E,3-4 ;D,3-4).

D'où

$$L_x = 275 \text{ cm.}$$

$$L_y = 500 \text{ cm.}$$

Donc : $r = L_x/L_y = 275/500 = 0,920 \quad \Longrightarrow \quad 0,4 \leq r = L_x/L_y \leq 1.$

-Nous avons des panneaux de dalle continus portants dans deux sens, leurs épaisseurs sont déterminées par la formule suivante :

$$L_x/50 \leq e_p \leq L_x/40.$$

$$275/50 \leq e_p \leq 275/40.$$

$$5.5 \text{ cm} \leq e_p \leq 6.87 \text{ cm.}$$

Donc pour satisfaire la condition de la résistance a la flexion, l'épaisseur de la dalle pleine doit être au moins égal à : $5.5 \text{ cm} \leq e_p \leq 6.87 \text{ cm.}$

II-1-2-4) Condition de limitation de la flèche :

Pour cette partie on s'intéresse à l'état limite de service vis-à-vis des éléments fléchis. On cherche à vérifier que la flèche de service reste inférieure à la flèche admissible déterminée pour que l'usage de la structure se fasse dans de bonnes conditions (non fissuration des revêtements de sol et des cloisons, bonne fermeture des portes et fenêtres)

II-1-2-4-1) Valeur limite de la flèche : (BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.3)

$L/5$ (m).....si la portée $L \leq 5$ (m).

$0.005+L/1000$si la portée $L > 5$ (m).

Où la flèche et la portée L sont exprimées en mètre.

II-1-2-4-2) Calcul de la flèche pour une bande de 1m de largeur :

$$.f = 5qL^4/384.E_{vj}.I.$$

$$E_{v28} = 10818,866 \text{ MPa} = 10818866 \text{ KN/m}^2$$

$$I = b.e_p^3/12. \text{ Avec: } b=1\text{m}=100\text{cm}.$$

$$L = 500\text{cm}..... \text{ (La grande portée entre nœud)}.$$

Donc :

$$5qL^4/384.E_{vj}.I. \leq l_x/500$$

$$\frac{5ql^4}{348E} \leq \frac{be_p^3}{12} \Rightarrow \frac{500.12.5.q.l^4}{348.E.b} \leq e_p^3$$

$$e_p \geq \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 500 \cdot q \cdot l_x^3}{348 \cdot E}} \dots\dots\dots (*)$$

II-1-2-4-3) Calcul de chargement (q) pour une bande de 1m de largeur :

$$E_{v28} = 1081886 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge permanente G :**

$$G = 7.88 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation Q :**

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$.q = (G+Q) \times 1\text{m} = 10.38 \text{ KN/m}^2.$$

$$e_p \geq \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 500 \cdot q \cdot l_x^3}{348 \cdot E}} = 11.98\text{cm}$$

En remplaçant « I », « L », « E », et « q » par leurs valeurs dans la relation (*) :

Et la résolution du problème nous donne une épaisseur :

$$e_p \geq 15\text{cm}$$

II-2) les poutres :

Dans notre bâtiment on a deux types de poutre (poutres principales et poutres secondaires).

Le dimensionnement se fait par les règles de BAEL 91, il est donné comme suit :

Hauteur : $L_{max}/15 \leq h_{pp} \leq L_{max}/10$

Largeur : $0,4h \leq b \leq 0,7h$.

L_{max} : Longueur de la plus grande travée dans le sens considéré.

Elles doivent respecter les conditions de RPA99 :

$b \geq 20\text{cm}$, $h \geq 30\text{cm}$, $h/b \leq 4$, $b_{max} \leq 1,5h + b_1$

a)-Poutres principales : Dans notre cas : $L_{max} = 410 - 30 = 380\text{ cm}$

- **La hauteur :**

$L_{max}/15 \leq h_{pp} \leq L_{max}/10$.

$380/15 \leq h_{pp} \leq 380/10$

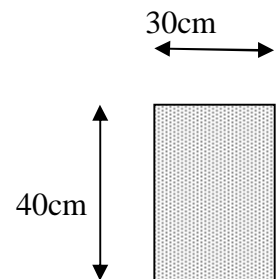
$25,33 \leq h_{pp} \leq 38$ On opte pour une hauteur : $h_{pp} = 40\text{cm}$

- **La largeur :**

$0,4h \leq b \leq 0,7h$.

$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$.

$16 \leq b \leq 28$. On opte pour une largeur : $b = 30\text{cm}$.



b)-Poutres secondaires : Dans notre cas : $L_{max} = 380 - 30 = 350\text{cm}$

- **La hauteur :**

$L_{max}/15 \leq h_{ps} \leq L_{max}/10$.

$350/15 \leq h_{ps} \leq 350/10$.

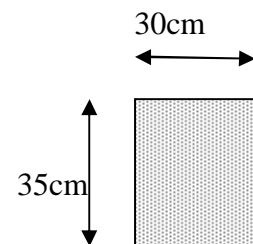
$23,33 \leq h_{ps} \leq 35$ On opte pour une hauteur : $h_{ps} = 35\text{cm}$

- **La largeur :**

$0,4h \leq b \leq 0,7h$.

$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$

$14 \leq b \leq 24,5$. On opte pour une largeur : $b = 30\text{cm}$.



Remarque :

La hauteur des poutres est la même dans les deux sens, pour but de faciliter les travaux ainsi le BAEL préconise de prendre la même largeur b.

c) -Vérification :

Selon l'article 7.5.1 de RPA 99/ modifié 2003, les poutres doivent respecter les dimensions ci – après :

Poutres principales :

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$condition vérifiée.

- $h=40\text{cm} \geq 30\text{cm}$condition vérifiée.

- $h/b = 40/30 = 1,33 < 4,00$condition vérifiée.

- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 = 90\text{cm}$condition vérifiée.

Poutres secondaires

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$condition vérifiée.

- $h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$condition vérifiée.

- $h/b = 35/30 = 1,16 < 4,00$condition vérifiée.

- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 = 82.5\text{cm}$condition vérifiée.

**Les dimensions des poutres retenues sont :*

-Poutres principales : 30 x 40 cm².

-Poutres secondaires : 30 x 35 cm².

II-3) Les voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé destinés à assurer principalement la transmission des charges horizontales jusqu'au sol, sans désordre ni déformation excessive.

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/modifié 2003, les voiles sont dimensionnés comme suit :

II-3-1) Epaisseur :

- Leurs pré dimensionnement se fait conformément a (RPA99, Art 7.7,1) .
- L'épaisseur minimale « e » du voile est de 15[cm] ($A_{\min} \geq 15[\text{cm}]$) de plus elle doit être déterminée en fonction de rigidité a l'extrémité

$$e_{\max} = \max(he/25 ; he/22 ; he/20)$$

$he = h_e \max = \text{hauteur du RDC} - h_p = 408 - 40 = 368\text{cm}$

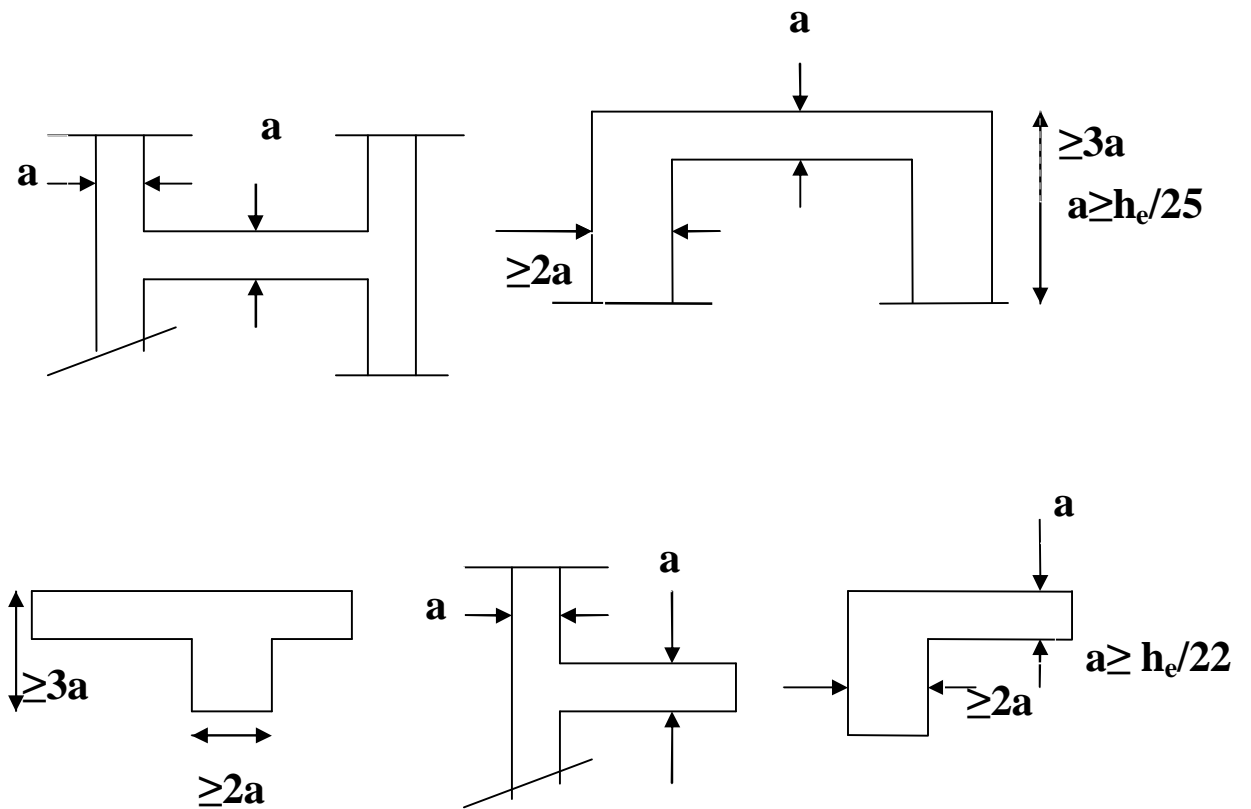
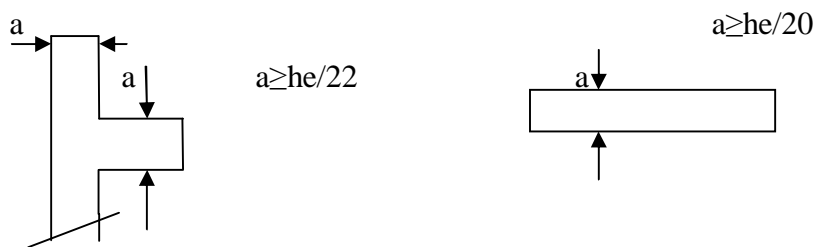
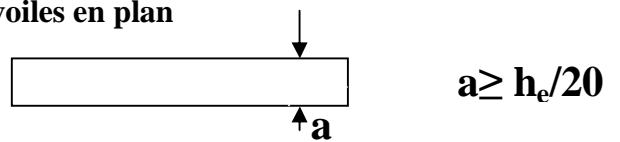


Fig. II.2 : coupes de voiles en plan

Dans notre cas nous avons deux types de voiles :



$$e_{max} = \max(he/22 ; he/20) = he/20$$

$$.a \geq h_e/20 = (408-40)/20 = 18.40\text{cm.}$$

On prend une épaisseur $e_{max} = 20\text{cm.}$

II-3-2) Longueur minimale du voile :

La longueur minimale l_{min} du voile devra satisfaire la condition:

$$. L_{min} \geq 4 e \implies L_{min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{cm}$$

II-4) Les poteaux :

Les poteaux seront dimensionnés à L'ELS sous un effort axial de compression N_s qui sera repris uniquement par les sections du béton et la section transversale d'un poteau sera déterminée par la formule suivante :

$$S \leq N_s / \bar{s}_{bc}$$

Avec : $N_s = G + Q \dots$ (ELS).

N_s : Effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

S : Section transversale de poteau le plus sollicité.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation.

\bar{s}_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression .

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

L'effort normal ' N_s ' sera déterminé par le procédé de la descente de charge donné par le règlement du (BAEL 91) qui se fait comme suit :

II-4-1) Détermination des charges et surcharges :

II-4-1-1) Charges permanentes « G »

II-4-1-1-1) Les planchers :

a / Plancher terrasse :

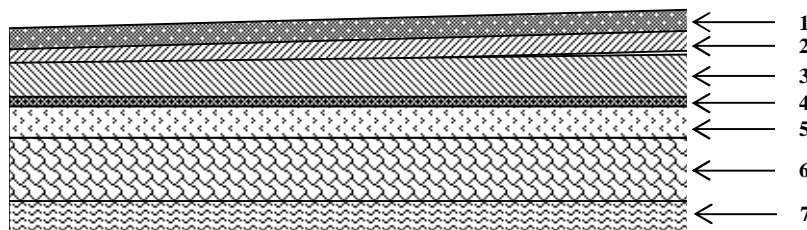


Fig. II-3 : Coupe transversale du plancher terrasse.

Tableau. II-1 : Désignation de charges.

N ^o	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	G (kn/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Hourdis et table compression. Ou Dalle pleine	0.20	14	2.80
		0.20	25	5.00
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G_{tot} (corps creux)=5.68kn/m²				
G_{tot} (dalle pleine)=7.88 kn/m²				

Remarque : Les valeurs fixées dans le tableau sont obtenues d’après le (DTR. B.C 2.2).

b / Le plancher d’étage courant :

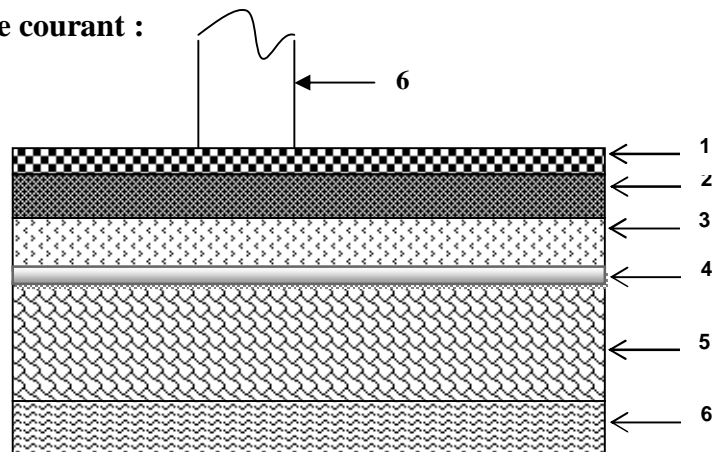


Fig. II-4 : Coupe transversale d’un plancher d’étage courant.

Tableau. II-2 : Désignation de charges

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m³)	G (kn/ m²)
1	Carrelage scellé	0,02	0.20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	0.22	0.44
3	Couche de sable	0,02	18	0.36
4	Isolation phonique	0.01	10	0.1
5	Hourdis et table de compression.	0,20	14	2.8
	Ou Dalle pleine	0,20	25	5
6	Enduit plâtre	0,02	10	0.2
7	Cloison en briques creuses(y compris enduit plâtre)	0,10	9	0.90
		0.04	10	0.40
$G_{tot} \text{ (corps creux)}=5.60\text{kn/m}^2$ $G_{tot} \text{ (dalle pleine)}=7.80 \text{ kn/m}^2$				

II-4-1-1-2) Les murs :

a/ Murs extérieurs :

Fig. II-5 : Coupe transversale du mur extérieur

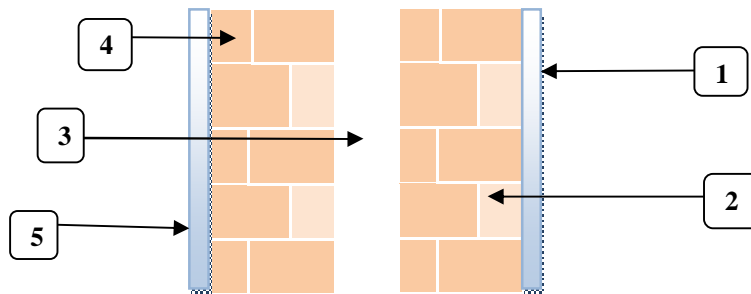


Tableau. II-3 : Désignation de charge

N ⁰	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	G (Kn/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	22	0.44
2	Brique creuse	0,10	9	0.9
3	Lame d'air	0,05	/	00
4	Brique creuse	0,10	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0.2
G_{tot}				2.44 KN/m²

b/- Murs interieurs :

Fig.II-6 : Coupe transversale d'un du mur séparation

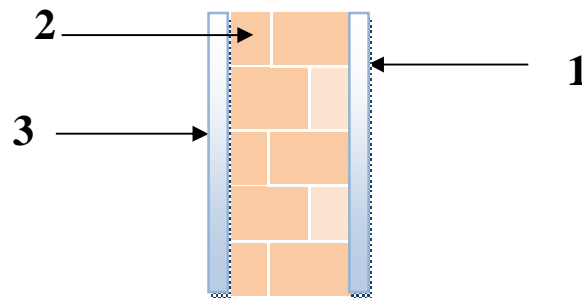


Tableau. II-4 : Désignation de charges.

N ^o	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	G (Kn/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0.2
2	Brique creuse	0,10	9	0.9
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
G_{tot}				1.3 Kn/m²

II-4-1-1-4) Acrotère:

$h_t = 60\text{cm}$.

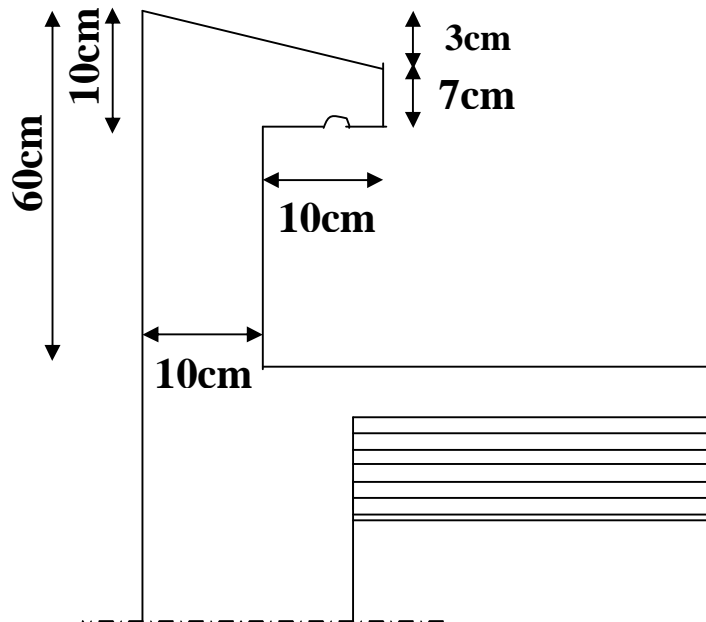


Fig.II-7 : Coupe transversale de l'acrotère

-Charge permanente Acrotère:

$$G = 25 [(0,03 \times 0,2)/2 + 0,07 \times 0,2 + 0,1 \times 0,5] = 1.675 \text{ kn/ml}$$

II-4-1-1-5) Poutres :

a/ Poutres principales :

$$G_p = b \times h_t \times \rho = 0,30 \times 0,40 \times 2500 = 300 \text{ kg/ml.}$$

$$G_p = 3 \text{ kn/ml.}$$

b/ Poutres secondaires :

$$G_s = b \times h_t \times \rho = 0,30 \times 0,35 \times 2500 = 262.5 \text{ kg/ml.}$$

$$G_s = 2.625 \text{ kn/ml}$$

II-4-1-2) Surcharges d'exploitation (Q) :

Le **DTR** nous donne les valeurs suivantes :

Tableau. II-6 : Surcharges d'exploitation réglementaires.

Désignation	Surcharges d'exploitation (Q) (kn/m ²)
Terrasse inaccessible	1
Plancher de RDC et 1 ^{er} étage à usage commercial et bureau	2.5
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1.5
Terrasse accessible	1.5
Acrotère	1
Escalier	2.5
Loggia ;Balcon	3.5
cages d'ascenseurs	1
Dalle plein	2.5

REMARQUE : Après avoir calculé les différentes charges revenant aux poteaux les plus représentatifs, nous avons pu déterminer le poteau **F6** comme étant le poteau le plus sollicité, et sa section sera déterminée après l'application de la méthode de descente de charge.

II-4-2) Application de la méthode de descente de charge:

II-4-2-1) Détermination de la surface revenant au poteau F6 :

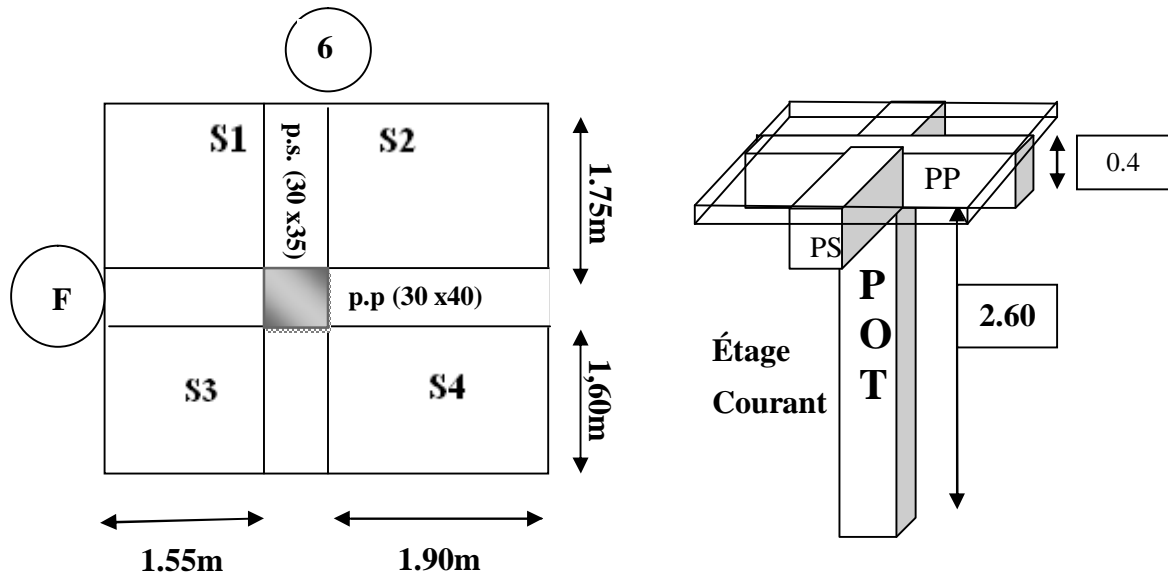


Fig. II-8 : Représentation des éléments considéré dans la descente de charge.

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

A.N:

$$S = 1,60 (1,55+1,90) + 1,75(1,55+1,90) \rightarrow S = 11,56m^2$$

II-4-2-2) Calcul du poids propre des poutres :

a / Poutres principales :

$$P_{p,p} = G_p \times L = 3 \times (1,55 + 0,30 + 1,90)$$

$$P_{p,p} = 11,25 \text{ kn.}$$

b / Poutres secondaires :

$$P_{p,s} = G_s \times L = 2.625 \times (1,60 + 1,75+0.3)$$

$$P_{p,s} = 9,58 \text{ kn.}$$

c / Poids total des poutres :

$$P_{total} = P_{p,p} + P_{p,s} = 11,25+9,58 = 20,83kn$$

II-4-2-3) Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau F6

a / -Plancher terrasse inaccessible :

$$G_t = G_{t(c.c)} = 5,68 \times 11,56$$

$$G_{t(c.c)} = 65,66 \text{ kn.}$$

b / - Plancher d'étage courant :

$$G_{e.c} = G_{e.c(c.c)} = 5,60 \times 11,56$$

$$G_{e.c(c.c)} = 64,73 \text{ kn}$$

c/poids des poteaux :

$$\text{RDC : } G = b \times h \times h_t \times \rho = (0.30 \times 0.30) \times 4,08 \times 25 = 9.18 \text{ kn}$$

$$\text{Etg courant : } G = b \times h \times h_t \times \rho = (0.30 \times 0.30) \times 3,00 \times 25 = 6.75 \text{ kn}$$

II-4-2-4) Loi de dégression de charge :

D'après le D.T.R cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Donc cette loi est applicable dans notre cas (usage d'habitation).

$$Q = Q_o + (3+n)/2n \times \sum Q_i \quad (\text{D. T.R})$$

(3+n)/2n : Coefficient valable pour n ≥ 05.

N ^{mbr(n)}	Trs(0)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Coef.	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67	0.65	0.636	0.625	0.615	0.607

N^o//Niveau..... Charge (kg).

- 0.... Terrasse $Q_0 = 1 \times 11,56 = 11,56 \text{ kn}$
- 1.... Etage 14.... $Q_0 + Q_1 = 11,56 + 17,34 = 28,90 \text{ kn}$.
- 2.... Etage 13..... $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 11,56 + 0,95(17,34 \times 2) = 44,5 \text{ kn}$.
- 3.... Etage 12..... $Q_0 + 0,9(Q_1 + \dots + Q_3) = 11,56 + 0,9(17,34 \times 3) = 58,37 \text{ kn}$
- 4.... Etage 11..... $Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4) = 11,56 + 0,85(17,34 \times 4) = 70,52 \text{ kn}$.
- 5.... Etage 10..... $Q_0 + 0,8(Q_1 + \dots + Q_5) = 11,56 + 0,8(17,34 \times 5) = 80,92 \text{ kn}$.
- 6.... Etage 09..... $Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) = 11,56 + 0,75(17,34 \times 6) = 89,59 \text{ kn}$.
- 7.... Etage 08..... $Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7) = 11,56 + 0,71(17,34 \times 7) = 97,74 \text{ kn}$
- 8.... Etage 07..... $Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_8) = 11,56 + 0,69(17,34 \times 8) = 107,27 \text{ kn}$.
- 9.... Etage 06..... $Q_0 + 0,67(Q_1 + \dots + Q_9) = 11,56 + 0,67(17,34 \times 9) = 116,12 \text{ kn}$.
- 10... Etage 05..... $Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10}) = 11,56 + 0,65(17,34 \times 10) = 124,27 \text{ kn}$.
- 11... Etage 04..... $Q_0 + 0,636(Q_1 + \dots + Q_{11}) = 11,56 + 0,636(17,34 \times 11) = 132,87 \text{ kn}$.
- 12... Etage 03..... $Q_0 + 0,625(Q_1 + \dots + Q_{12}) = 11,56 + 0,625(17,34 \times 12) = 141,61 \text{ kn}$.
- 13 .. Etage 02.. $Q_0 + 0,615(Q_1 + \dots + Q_{12}) = 11,56 + 0,615(17,34 \times 12 + 11,56 \times 2,5) = 157,3 \text{ kn}$
- 14 .. Etage 01..... $Q_0 + 0,607(Q_1 + \dots + Q_{12}) = 11,56 + 0,607(17,34 \times 12 + 11,56 \times 2,5 \times 2) = 172,95 \text{ kn}$

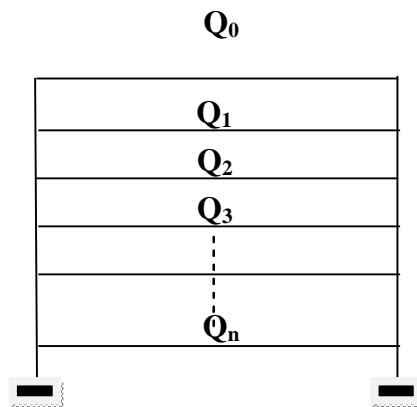


Tableau. II-7 : Récapitulatif de la descente de charge

$\sigma_{bc}=15 \text{ Mpa}=1,5\text{kn/cm}^2$

Charges permanentes						Charges d'exploitations			
Niveau	G Plancher (Kn)	G Poutre (Kn)	G Poteau (Kn)	G _T (Kg)	G _{Cum} (Kn)	Q Plancher (Kn)	N _s = G _C +Q _c (Kn)	S = $\frac{N_s}{S_{bc}}$ Trouvées (cm ²)	S Adoptées (cm ²)
14(terrasse)	65,66	20,83	00	86,04	86,06	11,56	97,62	65,08	30x30
13	64,73	20,83	6.75	92,31	178,37	28,90	207,27	138.18	30x30
12	64,73	20,83	6.75	92,31	270,68	44,50	315,18	210.12	30x30
11	64,73	20,83	6.75	92,31	362,99	58,37	421,36	280.91	30x30
10	64,73	20,83	6.75	92,31	455,30	70,52	525,82	350.55	35x35
9	64,73	20,83	6.75	92,31	547,61	80,92	628,53	419.02	35x35
8	64,73	20,83	6.75	92,31	639,92	89,59	729,51	486.34	35x35
7	64,73	20,83	6.75	92,31	732,23	97,74	829,97	553.31	35x35
6	64,73	20,83	6.75	92,31	824,54	107,27	931,81	621.21	35x35
5	64,73	20,83	6.75	92,31	916,85	116,12	1032,97	688.64	35x35
4	64,73	20,83	6.75	92,31	1009,16	124,27	1133,43	755,62	35x35
3	64,73	20,83	6.75	92,31	1101,47	132,87	1234,34	822,89	35X35
2	64,73	20,83	6.75	92,31	1193,78	141,61	1335,39	890,26	40x40
1	64,73	20,83	6.75	92,31	1286,09	157,30	1443,39	962,26	40x40
RDC	64,73	20,83	9,18	94,74	1381,52	172,95	1554,47	1036,31	40x40

II-5) Vérification des règles de RPA 99 / version 2003 :

- $\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$ **Pour la zone III**

$\text{Min}(b, h) = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ \rightarrow condition vérifiée.

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$ avec : $h_e = h - h_p$

-Pour le RDC :

$\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} \geq h_e/20 = 408 - 40/20 = 18.40 \text{ cm}$ \rightarrow Condition vérifiée.

-Pour le reste des étages :

$\text{Min}(b, h) = 30 \text{ cm} \geq h_e/20 = 300 - 40/20 = 13 \text{ cm}$ \rightarrow Condition vérifiée.

- $1/4 < b/h < 4$:

-Pour le RDC , 1^{er} étage et 2^{ème} : $1/4 < b/h = 40/40 = 01 < 04$ \rightarrow Condition vérifiée.

-Pour le 4^{ème} et 3^{ème} étage : $1/4 < b/h = 40/40 = 01 < 04$ \rightarrow Condition vérifiée.

-Pour le 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage : $1/4 < b/h = 35/35 = 01 < 04$ \rightarrow Condition vérifiée.

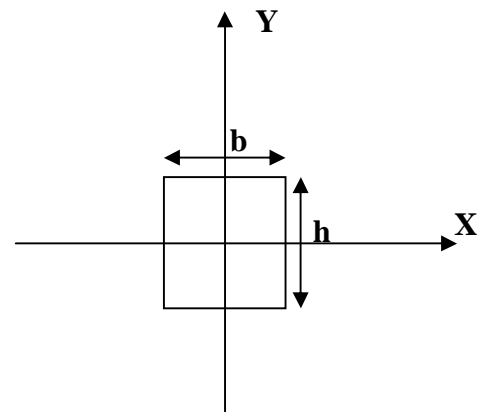
-Pour le 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} étage : $1/4 < b/h = 35/35 = 01 < 04$ \rightarrow Condition vérifiée.

-Pour le 11^{ème}, 12^{ème}, 13^{ème} et 14^{ème} étage : $1/4 < b/h = 30/30 = 01 < 04$ \rightarrow Condition vérifiée.

- **Vérification des poteaux au flambement :**

Un élément en béton armé peut être flambé à tout moment sous un effet de compression centré ou excentré, si $\lambda \leq 50$.

$$I = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$



Avec :

L_f : Longueur de flambement.

L_0 : hauteur libre de poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

A : Section transversale du poteau.

$$\lambda = 2,42 L_0/b.$$

- **1-Poteau de R.D.C :** ($L_0 = h_e - h_{poutre} = 408 - 40 = 386\text{cm.}$)

$$\rightarrow \lambda = (2,42 \times 386)/40 = 23,35 < 50 \dots \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **2-Poteau d'étage courant :** ($L_0 = h_e - h_{poutre} = 300 - 40 = 260 \text{ cm.}$).

$$\rightarrow \lambda = (2,42 \times 260)/40 = 15,73 < 50 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rightarrow \lambda = (2,42 \times 260)/35 = 17,97 < 50 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rightarrow \lambda = (2,42 \times 260)/30 = 20,97 < 50 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion :

Après avoir fait ces calculs, on opté pour le pré-dimensionnement suivant :

Dalle en corps creux : **$h=16+4=20\text{cm}$**

Dalle pleine : **$ep=15\text{cm}$**

Poutres principal : **30×40**

Poutres secondaire : **30×35**

Voile de contreventement : **$ep=20\text{cm}$**

Poteaux niveau (RDC) et 1^{er}, et 2^{em} etage : **$40\times 40\text{cm}^2$**

Poteaux 3^{em}, 4^{em}, 5^{em}, 6^{em}, 7^{em}, 8^{em}, 9^{em} et 10^{em} etage: **$35\times 35\text{cm}^2$**

Poteaux niveau 11^{em}, 12^{em}, 13^{em} et 14^{em} etage : **$30\times 30\text{cm}^2$**

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS

NON STRUCTURAUX

III-1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et de plus il participe dans la mise hors eau de la structure.

-L'acrotère est assimilé dans le calcul à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, son ferrailage se calcul sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q » appelée poussée de la main courante, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Coupe verticale de l'acrotère

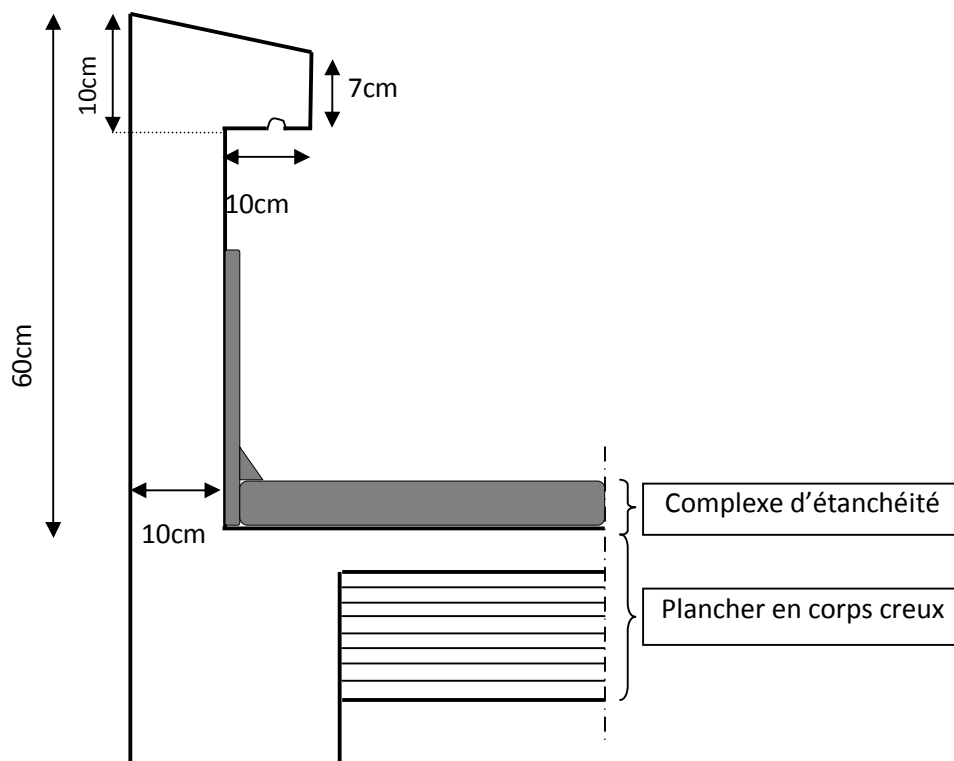
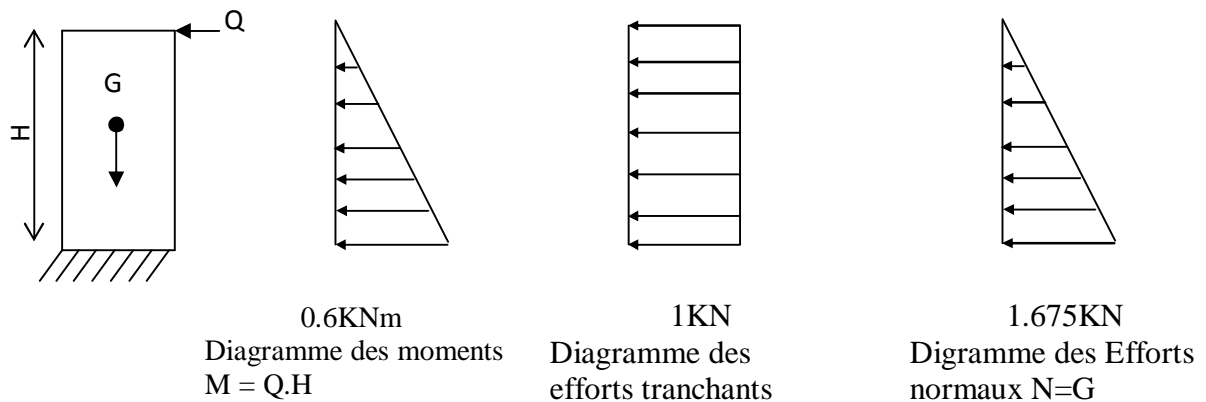


Fig. III-1 : Coupe transversale de l'acrotère

III-1-1) Schéma statique de l'Acrotère :**Fig.III -2 : Diagrammes des efforts internes****III-1-2) Dimensions de l'Acrotère :**

- Largeur =100 cm.
- Hauteur=60cm.
- Epaisseur=10cm.

III-1-3) Les sollicitations :

Leurs déterminations se fait pour une bande de 1m de largeur.

III-1-3-1) Inventaire des charges :

-Poids propre « G » : $G=\rho \times S$

$$G = 25 \left[\frac{0,03 \times 0,2}{2} + 0,07 \times 0,2 + 0,1 \times 0,5 \right] = 1,675 \text{ kn/ml.}$$

$$G = 1,675 \text{ kn/ml.}$$

-Surcharge d'exploitation « Q » :

$$Q = 1,00 \text{ KN/ml}$$

III-1-3-2) Les efforts internes :

a/-Effort normal dû au poids propre « G » :

$$N_G = G \times 1\text{m} = 1,675 \text{ KN.}$$

b/-Effort normal dû à la main courante« Q » :

$$N_Q = 0 \text{ Kn.}$$

c/-Moment de flexion (renversement) dû au poids propre « G » :

$$M_G = 0 \text{ kn.m}$$

d/- Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q » :

$$M_Q = Q \times H = 1,00 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

e/-Effort tranchant dû au poids propre « G » :

$$T_G = 0 \text{ Kn}$$

f/-Effort tranchant dû à la main courante « Q » :

$$T_Q = Q \times 1 \text{ m} = 1,00 \text{ KN}$$

III-1-4) Combinaisons des efforts (BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2) :

III-1-4-1) A l'état limite ultime :

- Effort normal :

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

$$N_u = 1,35 \times 1,675 + 1,5 \times 0 = 2,261 \text{ Kn.}$$

- Moment de renversement :

$$M_u = 1,35 \times M_G + 1,5 M_Q$$

$$M_u = 1,35 \times 0 + 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ Kn.m.}$$

III-1-4-2) A l'état limite de service :

- Effort normal :

$$N_s = N_G + N_Q$$

$$N_s = 1,675 + 0 = 1,675 \text{ Kn.}$$

- Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q$$

$$M_s = 0 + 0,6 = 0,6 \text{ Kn.m}$$

III -1-5) Ferrailage :

Le ferrailage sera calculé pour une pièce soumise à la flexion composée et sera donnée par mètre de largeur.

-rappelons qu'une pièce est soumise à la flexion composée lorsque elle reprend :

- Soit un effort normal "N" et un moment fléchissant "M" appliqué au centre de gravité du béton seul.
- Soit un effort normal "N" excentré ($e = M/N$) par rapport au centre de gravité du béton.

Le point d'application de "N" est appelé le centre de pression.

Le calcul se fait en deux étapes, calcul à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

III-1-5-1) Calcul a l'ELU :

III-1-5-1-1) Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,261} = 0,398\text{m.}$$

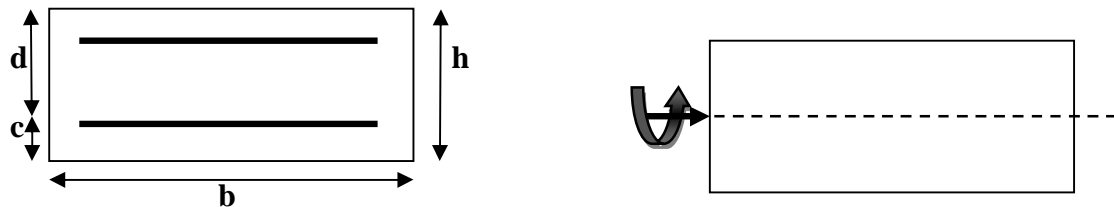


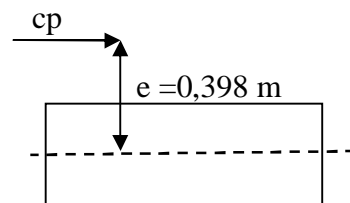
Fig. III-3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

On a :

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03\text{m.}$$

$$e_u = 0,398 > 0,03.$$

Donc le centre de pression est situé en dehors du noyau central, nous pouvons déduire donc que notre section est partiellement comprimée (s.p.c)



-Dans ce cas la section sera calculée en flexion simple sous un moment fictif M_f . Puis recalculer la section sous un moment réel en diminuant la portion (N_u/f_{su}) d' A_f due au moment fictif, N_u c'est l'effort de compression.

III-1-5-1-2) Calcul en flexion simple :

-Moment fictif M_f :

$$M_f = N_u \times (e_u + h/2 - c)$$

$$M_f = 2,261(0,398 + 0,05 - 0,02) = 2,261 \times 0,418$$

$$M_f = 0,967 \text{ Kn.m}$$

-Moment réduit m_u :

On a $M_f = 0,945 \text{ Kn.m}$

$$m_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$m_u = \frac{0,967 \cdot 10^3}{1(0,1 - 0,03)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^6} = 0,0139 < m_1 = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$m_u = 0,0139 \xrightarrow{\text{tableau}} b = 0,993$ d'où l'armature nécessaire en flexion simple :

$$A_f = \frac{M_f}{b \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{0,945 \cdot 10^3}{0,993 \cdot 0,07 \cdot (400/1,15) \cdot 10^6} = 3,9 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2. \quad A_f = 0,39 \text{ cm}^2.$$

III-1-5-1-3) Armatures réelles en flexion composée (A_s) :

$$A_f = A_{st} + \frac{N_u}{f_{su}} \rightarrow A_{st} = A_f - \frac{N_u}{f_{su}} = 0,39 - \frac{2,261 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0,325 \text{ cm}^2$$

Et

$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Non nécessité des armatures comprimées mais dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieures due a la main courante (échafaudage, échelle des pompiers,...etc. , ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures.

Donc :

$$A_{st} = 0,325 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = A_{st} = 0,325 \text{ cm}^2$$

III-1-5-2) Vérification :**III-1-5-2-1) Condition de non fragilité (BAEL 91 révisé 99-Art. A-4-2) :**

Les sollicitations provoquant la fissuration du béton de la section supposé non armée et non fissurée doivent entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte à la limite élastique des aciers (f_e).

-Armatures principales :

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

Avec : $e_s = M_s / N_s = 0,6 / 1,675 = 0,3582 \text{ m}$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 7 \cdot \frac{2,1}{400} \left[\frac{35,82 - 0,455 \cdot 7}{35,82 - 0,185 \cdot 7} \right]$$

$$A_{\min} = 0,799 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s < A_{\min}$.

Donc on adoptera une section **A = Amin = 0,799cm²**

Soit :

$$A_s = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec un espacement } St = 20 \text{ cm.}$$

-Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,51 / 4 = 0,627 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_r = 4HA8 = 2,01cm²** avec un espacement **St = 20cm.**

III-1-5-2-2) Vérification des espacements :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (BAEL 91 révisé 99-Art. 4-5-3).

Soit :

$$St \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\}$$

On a :

$$20 \text{ cm} \leq \min \{20 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III-1-5-2-3) Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisé 99-Art, 5-1-1) :

$$t_u = \frac{Vu}{b.d}$$

Avec :

Vu : Effort tranchant à l'ELU

b = Largeur de la bande considérée

d = Hauteur utile de la section.

$$Vu = 1,5.q = 1,5.1 = 1,5 \text{ Kn}$$

$$t_u = \frac{1,5}{1,0,07} = 21,428 \text{ Kn/m}^2 = 0,0214 \text{ MPa.}$$

Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose :

$$t \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{g_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$t \leq \min \{2,5; 4 \text{ MPa}\} \quad \tau = 2,5 \text{ MPa}$$

$$t_u = 0,0214 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III-1-5-2-4) Vérification de l'adhérence :

Le béton armé est une structure composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

Pour cela le BAEL (A-6-2-3) exige que :

$$t_{se} \leq \overline{t_{se}} = Y_s \cdot f_{t28} \quad \text{avec } Y_s = 1 \text{ pour aciers lisses,}$$

$$Y_s = 1.5 \text{ pour aciers HA.}$$

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

$$\text{Avec : } t_{se} = \frac{Vu}{0,9d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum u_i = n \cdot p \cdot f = 4 \cdot p \cdot 0,8 = 10,05 \text{ cm.}$$

$$t_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,07 \cdot 10 \cdot 0,05 \cdot 10^4} = 0,237 \text{MPa}$$

$$\overline{t}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$t_{se} = 0,237 < \overline{t}_{se} = 3,15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III-1-5-2-5) Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art-6-1-2) :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$$L_s = \frac{f \cdot f_e}{4 \cdot t_{su}} \quad ; \quad t_{su} = 0,6 \cdot y_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,6 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 21,164 \text{cm}$$

Soit : **Ls = 25cm.**

III-1-5-2-6) Vérification des contraintes à l'ELS :

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

$$S_{bc} \leq \overline{S}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$S_s \leq \overline{S}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 x f_{c28} = 2,1 \text{MPa}$$

.h = 1,6 : Fissuration préjudiciable, (acier HA), f ≥ 6mm

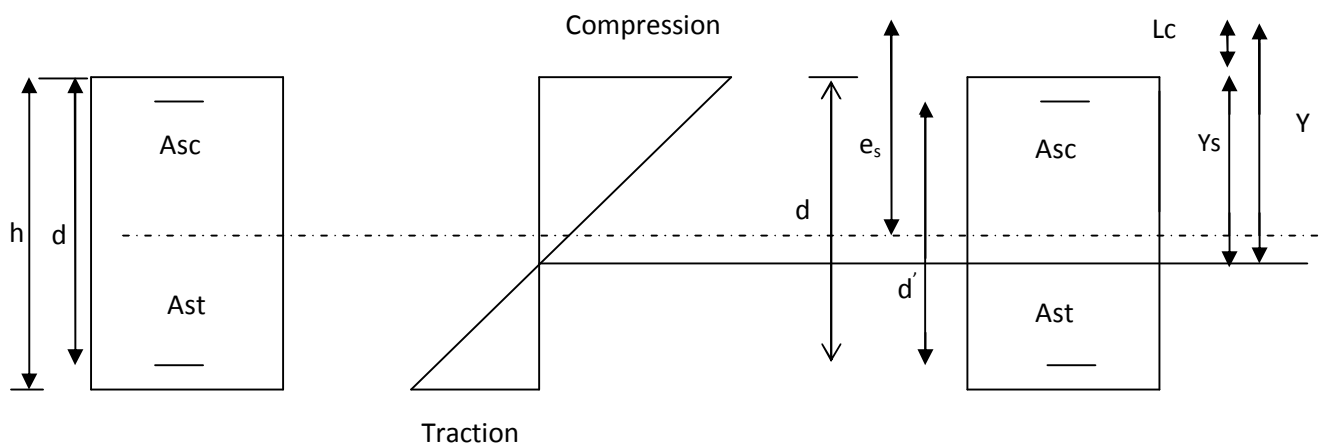


Fig. III-4 : Répartition des contraintes dans l'acrotère.

On a L_c : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$L_c = h/2 - e_s = 10/2 - 35,82 = -30,82 \text{ cm}$$

$$L_c = -30,82 \text{ cm}$$

En se basant sur la figure III-3. On résout l'équation suivante pour trouver la valeur de y .

$$Y^3 + pY + q = 0 \dots\dots\dots *$$

$$P = -3L_c^2 - 90A_{sc} \frac{L_c - d'}{b} + 90A_{st} \frac{d - L_c}{b}$$

$$A_{sc} = A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$P = -3(-30,82)^2 - 90(2,51) \frac{-30,82 - 6}{100} + 90(2,51) \cdot \frac{(8 + 30,82)}{100}$$

$$P = -2683,26$$

$$.q = -2L_c^3 - 90A_{sc} \frac{(L_c - d')^2}{b} - 90A_{st} \frac{(d - L_c)^2}{b}$$

$$.q = -2(-30,82)^3 - 90(2,51) \frac{(-30,82 - 6)^2}{100} - 90(2,51) \frac{(8 + 30,82)^2}{100}$$

$$.q = 52083,28$$

$$Y^3 + pY + q = 0 \dots\dots\dots * \rightarrow y^3 - 2683,26y + 52083,28 = 0$$

Pour la résolution de cette équation on procède comme suit :

-Calcul de Δ :

$$\Delta = q^2 + (4 \cdot p^3 / 27) = (52083,28)^2 + 4 \cdot (-2683,26)^3 / 27$$

$$\Delta = -1,495 \cdot 10^8 < 0 \rightarrow \text{L'équation admet trois racines}$$

$$Y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{j}{3}\right)$$

$$Y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{j}{3} + \frac{2 \cdot p}{3}\right)$$

$$Y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{j}{3} + \frac{4 \cdot p}{3}\right)$$

Avec:

$$.a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{2683,26}{3}} = 59,81$$

$$j = \arccos \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \arccos \left(\frac{3 \times 52083,28}{2 \times (-2683,26)} \sqrt{\frac{3}{2683,26}} \right)$$

$$j = 2,91$$

Donc:

$$Y_1 = 59,81 \cdot \cos \left(\frac{2,91}{3} \right) = 33,81$$

$$Y_2 = 59,81 \cdot \cos \left(\frac{2,91}{3} + \frac{4 \cdot p}{3} \right) = 25,71$$

$$Y_3 = 59,81 \cdot \cos \left(\frac{2,91}{3} + \frac{2 \cdot p}{3} \right) = -59,62$$

La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section, c'est la hauteur de la partie comprimée.

$$0 < y_{ser} < d$$

$$Y_{ser} = y + Lc$$

$$y^1_{ser} = 33,81 - 30,82 = 2,99 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$y^2_{ser} = 25,71 - 30,82 = -5,11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non}$$

$$y^3_{ser} = -59,62 - 30,82 = -90,44 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non}$$

$$y_{ser} = y^1_{ser} = 2,99 \text{ cm}$$

$$y = 30,82 + 2,99 = 33,81 \text{ cm.}$$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y^3_{ser}}{3} + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A_s (y_{ser} - d')^2 \right]; \quad n = \frac{E_s}{E_b} = 15 : \text{ Coefficient}$$

d'équivalence.

$$I = \frac{100 \cdot 2,99^3}{3} + 15 \left[2,5 \cdot (8 - 2,99)^2 + 2,5 \cdot (2,99 - 6)^2 \right]$$

$$I = 2177,16 \text{ cm}^4.$$

a/ Vérification des contraintes de compression dans le béton :

(BAEL 91 révisé 99-Art4.5.2) .²

$$\overline{S}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$S_{bc} = \frac{y.N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{0,3381 \times 1,675 \times 10^3}{2177,16 \times 10^{-8}} \times 2,99 \cdot 10^{-2} \cdot 10^{-6}$$

$$S_{bc} = 0,777\text{MPa} < \overline{S}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b/ Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\overline{S}_s = 201,63\text{MPa} \text{ (Déjà calculée)}$$

$$S_s = 15 \cdot \frac{y.N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \cdot \frac{0,3381 \times 1,675 \cdot 10^3}{2177,16 \cdot 10^{-8}} (0,08 - 2,99 \cdot 10^{-2}) \cdot 10^{-6}$$

$$S_s = 19,54\text{MPa} < \overline{S}_s = 201,63\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III-1-5-2-7) Vérification au séisme :

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \qquad F_p \leq Q$$

Avec :

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage.

Alger Zone III }
 Groupe d'usage 02 } → A=0,25

Cp : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8 (Tableau 1-6.RPA)

Pour notre cas Cp=0,3

Wp = Poids de l'élément considéré

$$W_p = 1,675 \text{ KN/ml}$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 1,675 = 0,502 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,502 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

-Notre acrotère est calculé sous un effort horizontal statique supérieur à l'effort sismique F_p , donc le ferrailage adopté est vérifié vis à vis des charges sismiques.

***Vérification de la section au flambement :**

-Calcul de l'élanement :

$$l = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

l : Élanement de l'élément

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie de la section

A : Surface de la section de l'élément

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,1)^3}{12} = 8,33 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 \cdot l_0 = 2 \cdot H = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$l = \frac{1,2 \sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33 \cdot 10^{-5}}} = 41,57$$

$$l \leq \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50; \min (26,66; 100)]$$

$$l = 41,57 < 50 \dots \dots \dots \text{ok}$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire le calcul au flambement.

Conclusion :

Suite a toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant :

-02 nappes d'armatures

-5HA8/ml = 2,51 cm²/ml comme armatures principales pour chaque nappe.

-4HA8/ml = 2,01 cm²/ml comme armatures de répartition pour chaque nappe.

Avec un espacement $St = 20\text{cm}$.

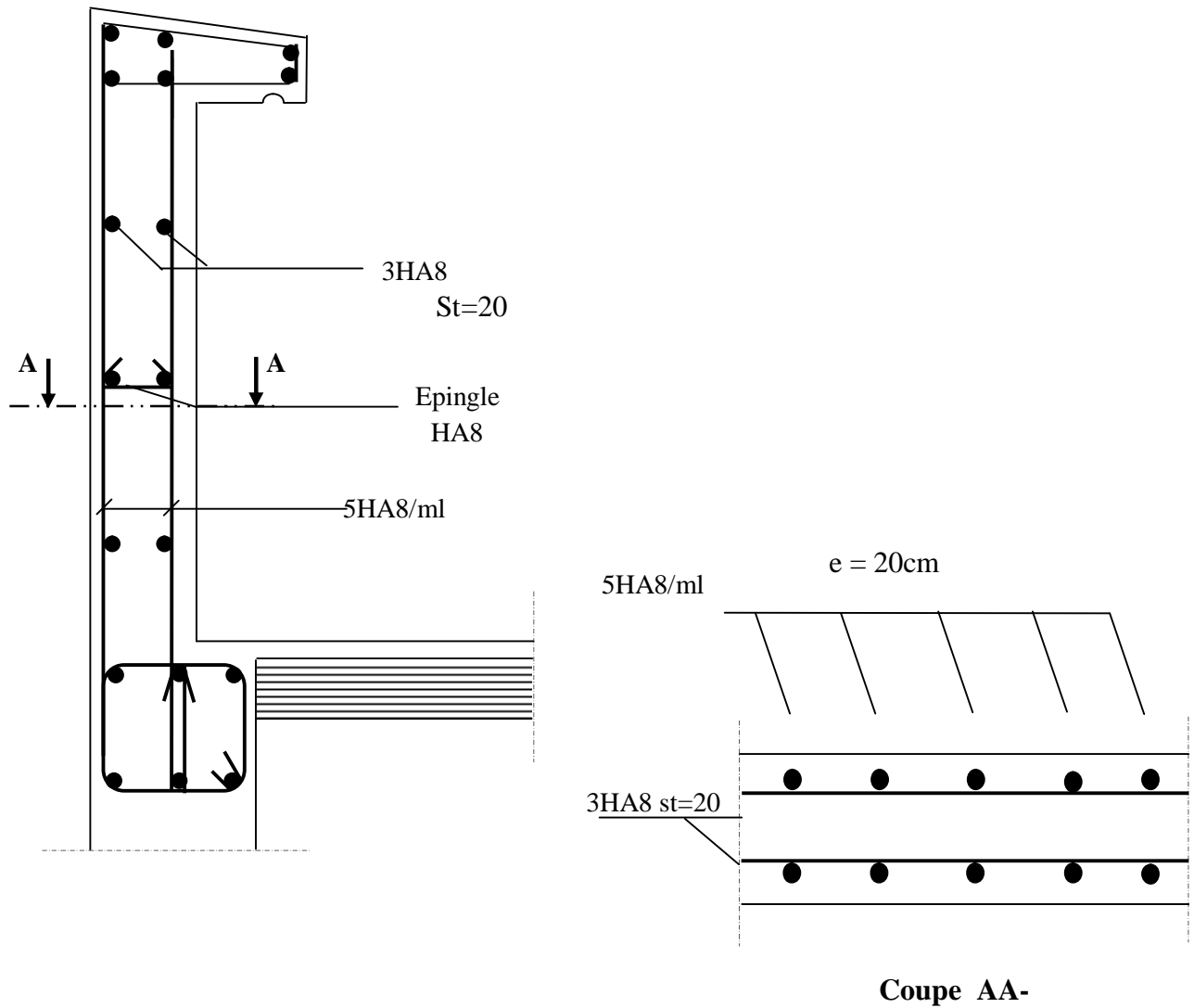


Fig. III-5 : Plan de Ferrailage de l'acrotère.

III-2) Plancher en corps creux :

Il est constitué de trois éléments :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm pour notre ouvrage.
- Une dalle de compression en béton armé de 4cm, elle est armée d'un quadrillage (treillis soudés) ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées.

Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression.

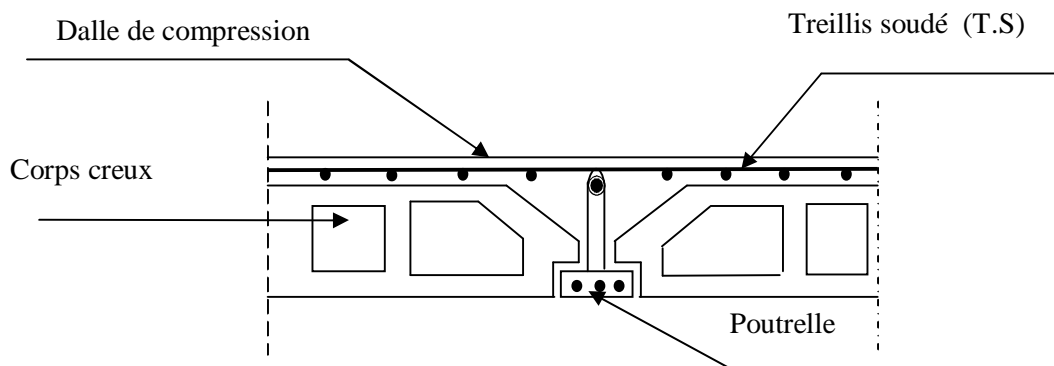


Fig. III-6 : coupe transversale dans un plancher en corps creux

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

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est armée d'un treillis soudé de nuance (TLE520) afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux même aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.

Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs indiquées par l'article (B.6.8, 423) du B.A.E.L qui sont de :

- 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

▼ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

l : distance entre axes des poutrelles.

$$50\text{cm} < l < 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{cm}^2 / \text{ml}$$

*Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis soudé de maille (200x200 mm²). Le diamètre des aciers est de 4mm soit une section de 0,63cm²/ml.

5T4/ml avec s_t = 20cm

▼ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315\text{cm}^2$$

On opte pour la même section d'acier 5T4/ml avec s_t = 20cm

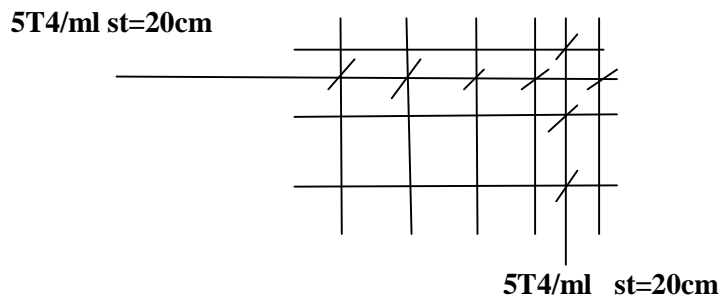


Fig : III-7 Ferrailage de la dalle de compression

III-2-1-1) Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression :

Les poutrelles sont considérées uniformément chargées et seront calculées en deux étapes :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0,95 KN/m² et la surcharge de l'ouvrier.

-Poids propre : $G_1 = (0,04 \times 0,12) \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.

-Poids du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$.

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

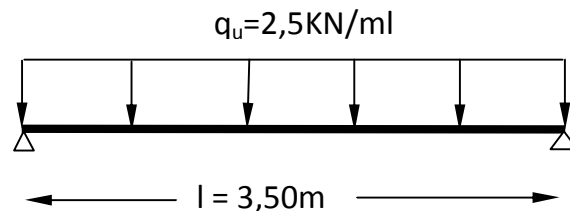


Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression

▼ Ferrailage à l'ELU :

La combinaison de charges à considérer est :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \text{avec : } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 2,50 \text{ KN/ml.}$$

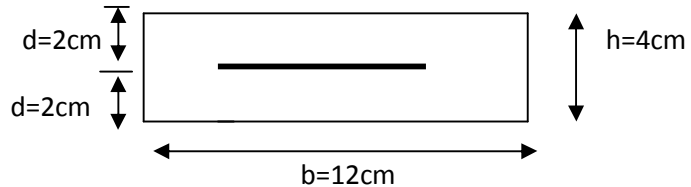


Fig .III-8 : Coupe transversale de la nervure

-Moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,50^2}{8} = 3,83 \text{ KN.m}$$

-Effort tranchant max :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 3,50}{2} = 4,37 \text{ KN}$$

$$m_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,83 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 5,62 > m_t = 0,392. \text{ La section est doublement armée. SDA}$$

Vu les faibles dimensions de la section de la poutrelle ($12 \times 4 \text{ cm}^2$), 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.

On doit placer des étais pour la poutrelle espacé de 80 à 120cm.

III-2-1-2) 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 » :**

$$B = 2b_1 + b_0$$

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

$$b_1 = \min \left\{ \frac{350}{10}; \frac{65-12}{2} \right\} = 26,5\text{cm} \quad \text{avec} \quad 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \dots \text{condition vérifier}$$

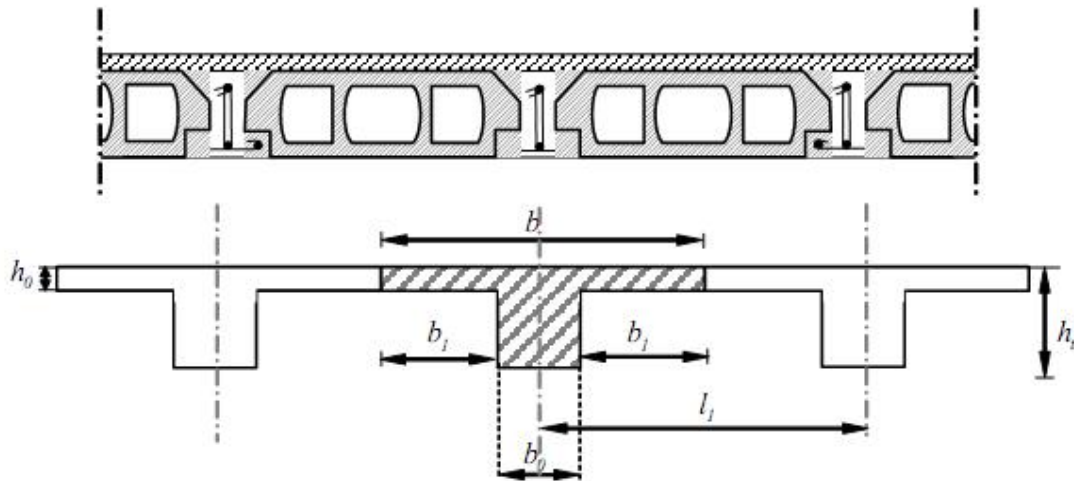


Fig. III-9 schéma de la table de compression

Un plancher à corps creux $\rightarrow h_t = 20\text{cm}$ $\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm} \\ 4\text{cm} \end{array} \right.$

Donc on à des poutrelles de : $\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20\text{cm} \\ b_0 = 12\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{array} \right.$

Détermination de la largeur “b” :

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

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{350}{10} = 35\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{array} \right.$$

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

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

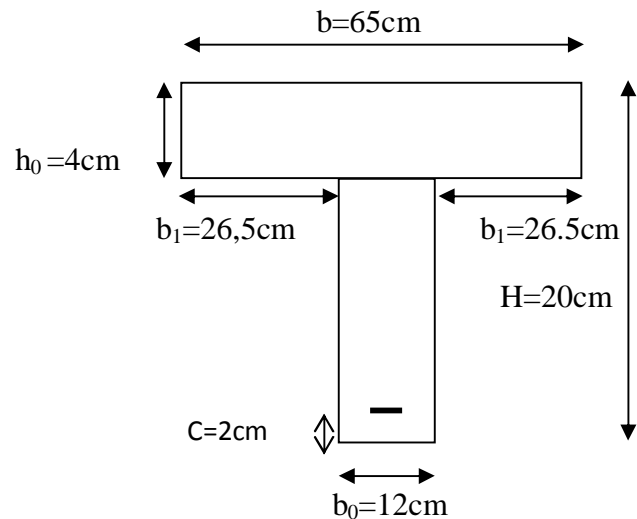


Fig. III-10: Coupe transversale de la poutrelle

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. ($L = 65 - 12 = 53$ cm)

L_1 : longueur de la plus grande travée. ($L_1 = 380$ cm)

b_0 : largeur de la nervure. ($b_0 = 12$ cm)

h_0 : épaisseur de la dalle de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm)

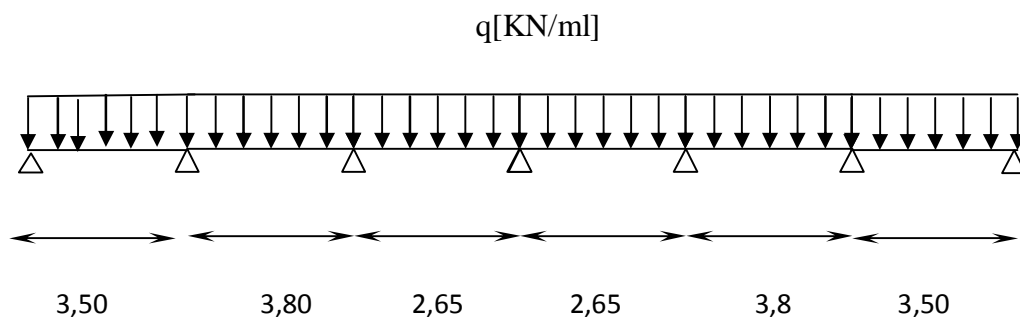


Fig .III-11 : Schéma statique de la poutrelle

III-2-1-2-1) 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 : $q \leq \min (2G ; 5KN)$

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 :**

$$G = 5,60 \times 0,65$$

$$G = 3,64 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation du plancher :**

$$q = 2,5 \times 0,65$$

$$q = 1,625 \text{ KN/ml}$$

- $q = 1,625 \leq \min(2 \times 3,64 ; 5)$OK.....(hyp 01 vérifiée).

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

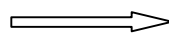
$$L_i / L_{i+1} = 320 / 350 = 0,92 \quad \text{ok}$$

$$L_i / L_{i+1} = 350 / 235 = 1,43 \quad \text{non}$$

$$L_i / L_{i+1} = 235 / 235 = 1,00 \quad \text{ok}$$

$$L_i / L_{i+1} = 245 / 350 = 0,72 \quad \text{ok}$$

$$L_i / L_{i+1} = 350 / 320 = 1,08 \quad \text{ok}$$



(hyp 03 non 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.

II-2-1-2-2) Méthode des trois moments :

- **Exposition de la méthode**

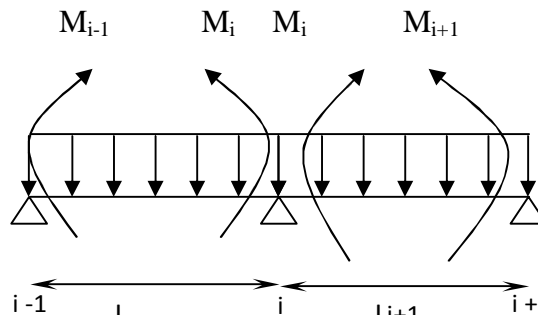


Fig. III-12 : Schéma de la Méthode des Trois moments

Rappel :

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

- **Aux appuis :**

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

- **En travée :**

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

$$m(x) = \frac{q l_i + 1}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots\dots\dots (2)$$

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'.

Les combinaisons de charge :

La charge et surcharge revenant à un mètre linéaire de poutrelle :

$G = 3,64 \text{ KN/ml}$

$q = 1,625 \text{ KN/ml}$

A P'ELU : $q_u = 1,35.G + 1,5 q = 1,35 \times 3,64 + 1,5 \times 1,625 = 7,35 \text{ KN/ml}$

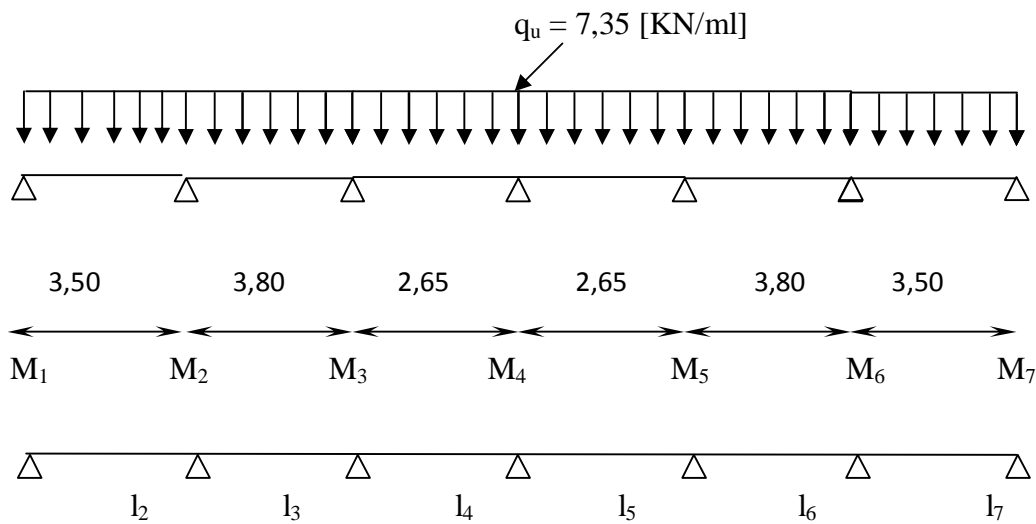
A P'ELS : $q_s = G + q = 3,64 + 1,625 = 5,26 \text{ KN/ml}$

Injectant (2) dans (1) on aura :

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

La position du moment max $\rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$

Calcul a l'ELU :



a/ Calcul des moments aux appuis :

$$7M_1 + 3,5M_2 = -78,78 \dots\dots\dots(1).$$

$$3,5M_1 + 14,6M_2 + 3,80M_3 = -179,61 \dots\dots\dots(2).$$

$$3,80M_2 + 12,9M_3 + 2,65M_4 = -135,02 \dots\dots\dots(3).$$

$$2,65M_3 + 10,6M_4 + 2,65M_5 = -68,39 \dots\dots\dots(4).$$

$$2,65M_4 + 12,9M_5 + 3,80M_6 = -135,02 \dots\dots\dots(5).$$

$$3,80M_5 + 14,6M_6 + 3,50M_7 = -179,61 \dots\dots\dots(6).$$

$$3,50M_6 + 7M_7 = -78,78 \dots\dots\dots(7).$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

- | | | |
|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| $M_1 = -6,86\text{KN.m}$ | $M_2 = -8,78\text{KN.m}$ | $M_3 = -7,33\text{KN.m}$ |
| $M_4 = -2,78\text{KN.m}$ | $M_5 = -4,47\text{KN.m}$ | $M_6 = -8,53\text{KN.m}$ |
| $M_7 = -6,99\text{KN.m}$ | | |

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 :

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

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 1,48\text{m} \rightarrow M_{1 \max}(1,48) = 3,32\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1,83\text{m} \rightarrow M_{2 \max}(1,83) = 5,22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 1,40\text{m} \rightarrow M_{3 \max}(1,40) = 1,25 \text{ 0.KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} \rightarrow x = 1,56\text{m} \rightarrow M_{4 \max}(1,56) = 1,54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} \rightarrow x = 1,86\text{m} \rightarrow M_{5 \max}(1,86) = 5,25 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (6-7)} \rightarrow x = 1,81\text{m} \rightarrow M_{6 \max}(1,81) = 3,45 \text{ KN.m}$$

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.

Les moments corrigé :

Moments	Aux appuis	En travée
M ₁	-4,59	4.42
M ₂	-5.88	6.94
M ₃	-4.91	1.66
M ₄	-1.86	2,05
M ₅	-5,01	6.98
M ₆	-5.71	3.58
M ₇	-4.68	

c/ Calcul des efforts tranchant :

V(x) = q(x): Effort tranchant isostatique

$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \right]$$

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

Tableau. III-1 : Résultats des efforts internes.

Longueur	Travée	X(m)	M _i	M _{i+1}	T _i (x=0)[KN]	T _{i+1} (x=l _i)
3,50	Travée 1-2	1,8	-4,59	-5,88	12,49	-13,23
3,80	Travée 2-3	1,83	-5,88	-4,91	14,22	-13,71
2,65	Travée 3-4	1,40	-4,91	-1,86	10,89	-8,59
2,65	Travée 4-5	1,56	-1,86	-5,01	8,55	-10,93
3,80	Travée 5-6	1,86	-5,01	-5,71	13,78	-14,15
3,50	Travée 6-7	1,48	-5,71	-4,68	13,10	-12,62

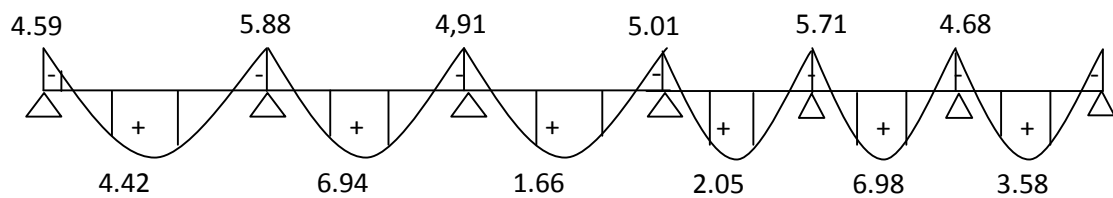


Fig. III-13 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU (après correction)

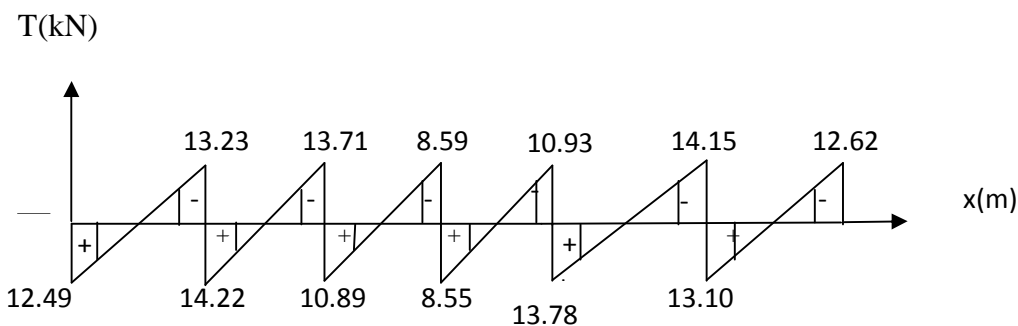


Fig. III-14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction)

Le ferrailage a ELU :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$M_{t \max} = 6.98 \text{ KN.m}$ et $M_{a \max} = -5,88 \text{ KN.m}$

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20\text{cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieurs)

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

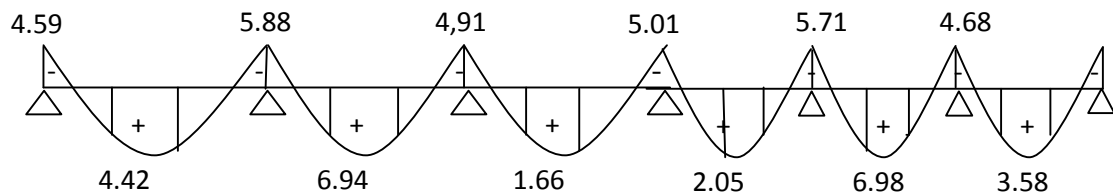


Fig. III-13 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU (après correction)

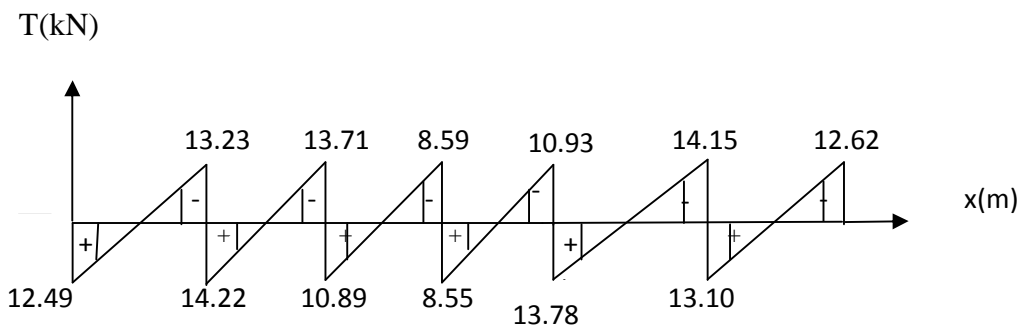


Fig. III-14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction)

Le ferrailage a ELU :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$M_{t\max} = 6.98 \text{ KN.m}$ et $M_{a\max} = -5,88\text{KN.m}$

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20\text{cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieurs)

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée)

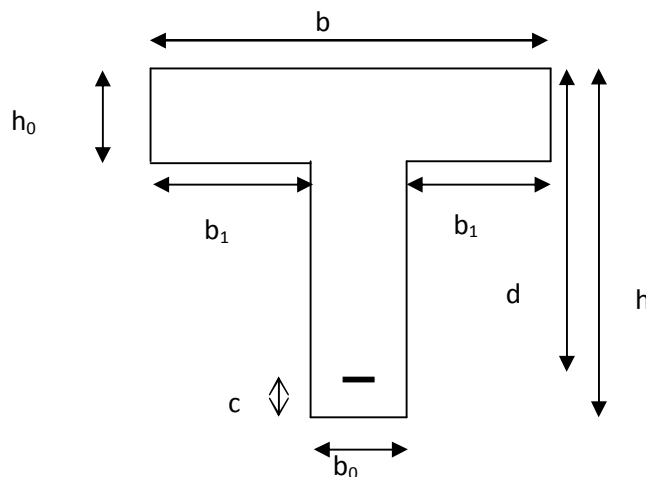


Fig. III-15 : Section de calcul de la poutrelle après

Coulage de la dalle de compression (Section en T)

-Caractéristiques des matériaux :

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

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

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \cdot 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_f = 6.07\text{kn.m} < M_0 = 59,072\text{kn.m} \rightarrow$ 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 :**

$$m = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.98}{0,65 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,023 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$m = 0,023 \rightarrow b = 0,988 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{6.98 \cdot 10^5}{0,988 \cdot 18.348 \cdot 10^2} = 1.13\text{cm}^2$$

On adopte **$A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.36\text{cm}^2$**

Aux appuis :

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

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

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

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

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

$$d' = 18\text{cm}$$

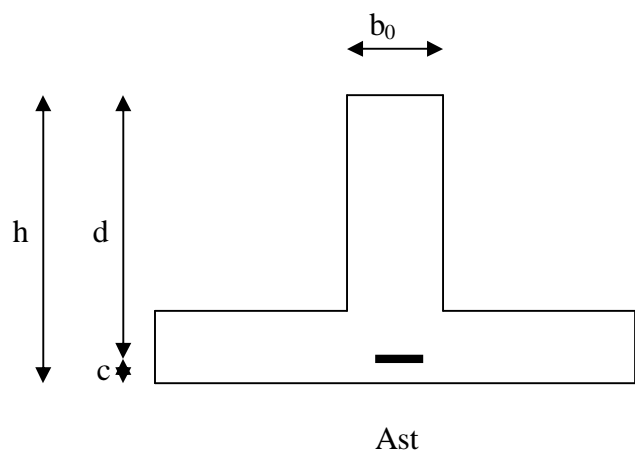


Fig. III-16

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

-Moment réduit :

$$m = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.88}{0,12(0,18)^2 14,2 \cdot 10^3} = 0,106$$

$$m = 0,106 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \text{Asc} = 0 \text{cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$m = 0,106 \rightarrow b = 0,944$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{5,88 \cdot 10^5}{0,944 \cdot 18 \cdot 348 \cdot 10^2} = 0,99 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des aciers transversaux (RPA99/2003-Art :7-2-2) :**
Il faut vérifier que :

$$f_t \leq \min \left(f_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$f_t \leq \min \{10 \text{mm}; 5.71; 12 \text{mm}\}$$

On adopte un diamètre $f_t = 6 \text{mm}$

- **La section des armatures transversales :**
 $A_t = 2f_6 = 0,56 \text{cm}^2$

- **L'espacement entre les cadres :**
 $St = \min(St_1, St_2)$

$$St_1 = \min(0,9d, 40 \text{cm}) = 16,2 \text{cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{0,56 \cdot 235}{0,4 \cdot 12} = 27,42 \text{cm}$$

$$St = \min \{16.2; 27.42\} = 16,2 \text{cm}$$

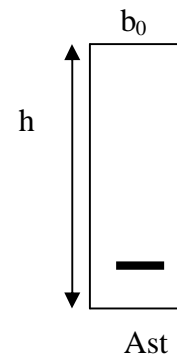


Fig. III-17

Soit $St = 15\text{cm}$

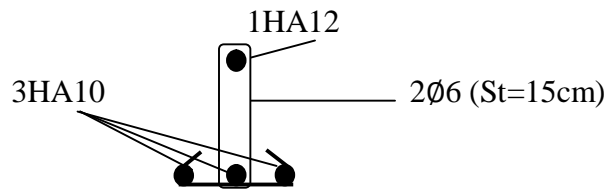


Fig.III-18 : Schéma de ferrailage de la poutrelle

III-2-1-3) Les vérifications a ELU :

III-2-1-3-1) Vérification de la condition de non fragilité :

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

En travée $A_s = 2,35\text{cm}^2 > 0,26\text{cm}^2$condition vérifiée.

Aux appuis $A_s = 1,13\text{cm}^2 > 0,26\text{cm}^2$condition vérifiée..

III-2-1-3-2) Vérification au cisaillement :

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{g_b}, 5\text{MPa} \right\} = \min \{ 3,33\text{MPa}, 5\text{MPa} \} = 3,33\text{MPa}$$

$$t_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12 \cdot 32 \cdot 10}{12 \cdot 18} = 0,57 \text{ p } 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} < \tau_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum u_i = n \cdot p \cdot f = 3 \cdot p \cdot 1,00 = 9,42\text{cm.}$$

$$t_{se} = \frac{12,32 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 94,2} = 0,80\text{MPa}$$

$$\bar{t}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa} \qquad t_{se} = 0,80 < \bar{t}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

III-2-1-3-4) Ancrage des armatures (longueur de scellement) :

La longueur de l'ancrage droit nécessaire :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,00 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

Donc :

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm.}$$

III-2-1-3-5) Vérification des contraintes tangentielles (cisaillement) :

- **Au niveau de la liaison hourdis/âme :**

$$t_u = \frac{V_u(b - b_0)}{h_0 2bZ_b} \leq \bar{t}_u \quad (\text{BAEL91 modifié 99 : Art -A.5.3.2})$$

Avec : $Z_b = 0,9 d$.

$$t_u = \frac{V_u(b - b_0)}{h_0 2bZ_b} = \frac{12,32 \cdot 10^3 (650 - 120)}{40 \times 2 \times 650 \times 162} = 0,775 \text{ MPa}$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\}$$

$t_u = 0,775 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 3,33 \text{ MPa}$condition vérifiée.

- **Aux niveaux des appuis :**

$$t_u = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} \leq \bar{t}_u = \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{g_b}$$

$$\frac{0,8 \cdot f_{c28}}{g_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$t_u = \frac{2 \times 12,32 \cdot 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,27 \text{ MPa}$$

$1,27 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

III-2-1 -3-6) Justification des sections d'appuis vis-à-vis de l'effort tranchant (BAEL99-Art :5.1.3) :

Appuis de rive :

Pour équilibrer l'effort tranchant sur l'appui on doit prolonger les armatures inférieures au delà du bord de l'appui, cette section d'armature doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st \text{ ancrée}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{12,32 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0,350 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,379 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK.}$

Donc on peut prolonger les armatures inférieures qu'on a déjà calculées.

III-2-1-4) Vérification à l'ELS :

III-2-1-4-1) 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 (qs/qu) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,26}{7,35} = 0,72$; $q_u = 7,35 \text{ KN/ml}$, $q_s = 5,26 \text{ KN/ml}$

a)-LES MOMENTS :

Moments	Aux appuis		En travées	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M ₁	-4,59	-3.30	4.42	3.18
M ₂	-5.88	-4.23	6.94	4.99
M ₃	-4.91	-3.53	1.66	1.19
M ₄	-1.86	-1.34	2,05	1.48
M ₅	-5,01	-3.61	6.98	5.02
M ₆	-5.71	-4.11	3.58	2.58
M ₇	-4.68			

b)- Les efforts tranchants:

Travée \ T (kn)	ELU		ELS	
	T _{i(x=0)} [KN]	T _{i+1(x=l_i)}	T _{i(x=0)} [KN]	T _{i+1(x=l_i)}
Travée 1-2	12,49	-13,23	9.00	-9.52
Travée 2-3	14,22	-13,71	10.24	-9.87
Travée 3-4	10,89	-8,59	7.84	-6.18
Travée 4-5	8,55	-10,93	6.15	-7.87
Travée 5-6	13,78	-14,15	9.92	-10.18
Travée 6-7	13,10	-12,62	9.43	-6.79

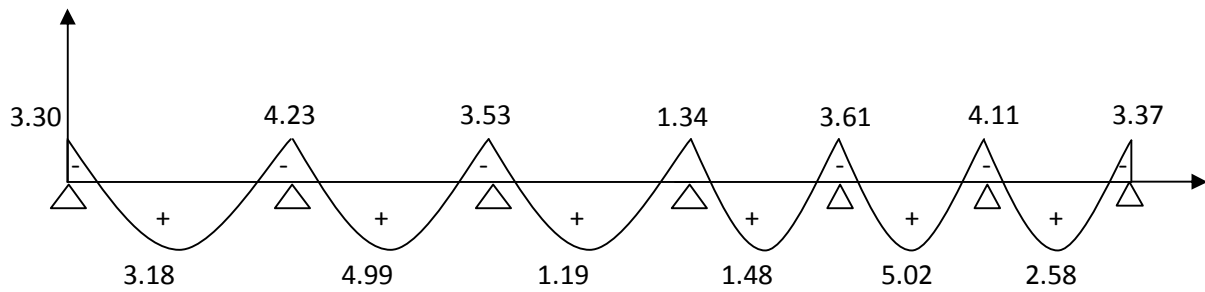


Fig.III-19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

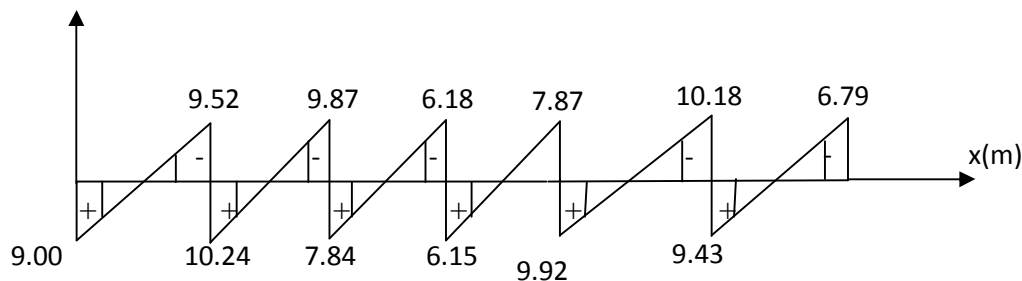


Fig .III-20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

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

La contrainte de compression dans le béton :

$$s_{bc} = s_s \times k$$

• **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3f_{10} = 2,35\text{cm}^2$

$$r_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.2,35}{12.18} = 1,0879 \rightarrow b_1 = 0,856 \rightarrow a_1 = 0,432$$

$$K = \frac{a_1}{15(1-a_1)} = \frac{0,432}{15(1-0,432)} = 0,0507$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_t^{ser}}{b_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,02 \cdot 10^6}{0,856 \cdot 180 \cdot 2,35 \cdot 10^2} = 138,64 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$s_{bc} = 0,0507 \cdot 138,64 = 7,03 < \overline{s_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 1 f 12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 1,13}{12 \cdot 18} = 0,523 \rightarrow b_1 = 0,891 \rightarrow a_1 = 0,327$$

$$K = \frac{a_1}{15(1-a_1)} = \frac{0,327}{15(1-0,327)} = 0,0324$$

$$s_s = \frac{M_a^{ser}}{b_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4,23 \cdot 10^6}{0,891 \cdot 180 \cdot 1,13 \cdot 10^2} = 233,40 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$s_{bc} = 0,0324 \times 233,40 = 7,56 \text{ MPa} < \overline{s_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

b/ Etat limite d'ouverture des fissures :

$$s_s \leq \overline{s_{st}}$$

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

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

• **En travée :**

$$s_{st} = 233,40 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

c/ Etat limite de déformation :

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

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

L = 380cm (longueur entre axe d'appuis)

h = 20cm (hauteur totale de la poutrelle).

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{380} = 0,0526 < \frac{1}{16}$ (1).....condition non vérifiée.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0}$ (2).
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ (MPa).....(3).
- L < 8,00m.....(4).

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t L^2}{10 E_V I_{FV}} < \bar{f} \qquad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{cm.}$$

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

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + u \cdot I_v}$$

I₀ : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section

avec (n = 15)

$$u = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot r \cdot s_s + f_{t28}} \right]$$

Y₁ : Position de l'axe neutre :

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

$$r = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01088$$

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

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) / 2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4) / 2 + 4] + 15 \times 2,35 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2,35}$$

$$Y_1 = 7,09\text{cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 12,91\text{cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [7,09^3 + 12,91^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,53.(12,91 - 2)^2$$

$$I_0 = 19900,644\text{cm}^4$$

$$I_v = \frac{0,02.f_{r28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) r} = \frac{0,02.2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,01088} = 1,5115$$

$$u = \max \left[0, \quad 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01088 \times 233,40 + 2,1} \right] = 0,118$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 19900,644}{1 + 0,118 \times 1,5115}$$

$$I_{fv} = 18577,31 \text{ cm}^4$$

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

$$f = \frac{5,02 \times 10^5 (380)^2}{10 \times 10818,88 \times 10^2 \times 18577,31}$$

$$f = 0,361\text{cm} < \bar{f} = 0,76\text{cm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

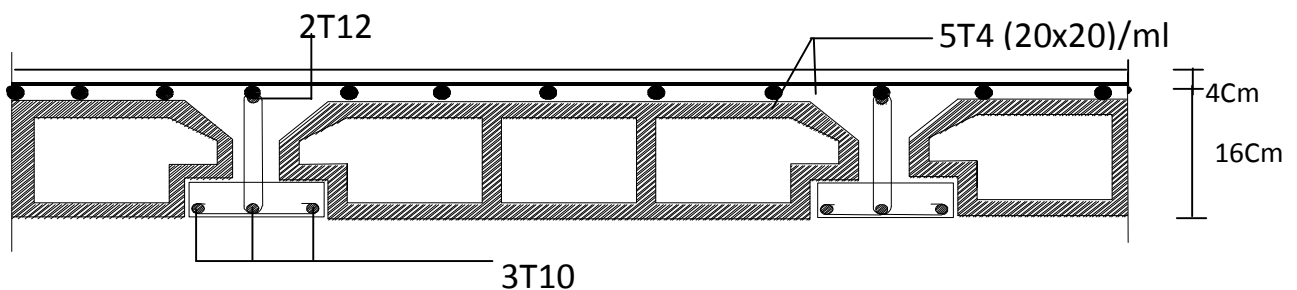


Fig. III-21: Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

III-2-2) Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines peuvent être réparties en 02 catégories

- Dalle pleine sur appuis continus.
- Dalle pleine sur appuis ponctuels.

Les dalles pleines sur appuis continus (comme dans notre cas) peuvent porter dans deux directions (BAEL-Art-5.21) ou bien dans une seule.

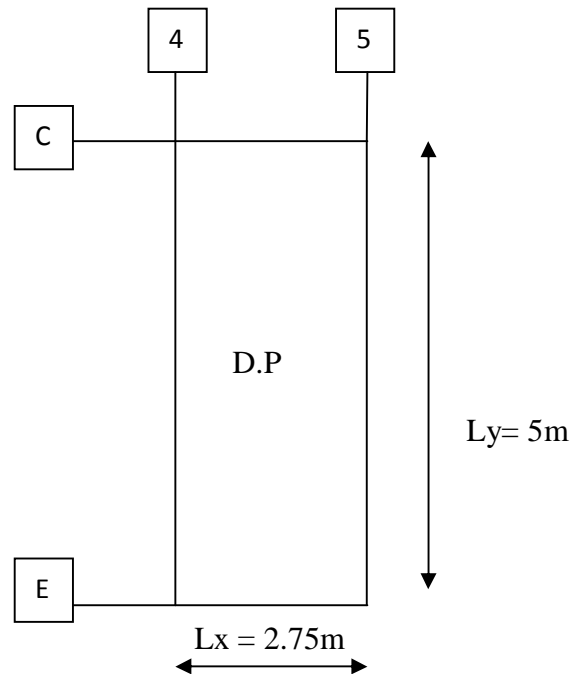


Fig. III-22: Dalle pleine sur appuis continus

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

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

La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de la petite portée... si $l_x/l_y = r < 0,4$.

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

III-2-2-1) : Calcul à L'ELU :

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

A- L'ELU :

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

$$q_u = 1,35 \times 7,88 + 1,5 \times 2,5 = 14,38 \text{ KN/ml}$$

A L'ELS :

$$q_s = G + Q = 7,88 + 2,5 = 10,38 \text{ KN/ml}$$

$$r = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,75}{5} = 0,6 \rightarrow 0,4 < r < 1$$

Donc la dalle est considérée comme portant dans deux sens

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

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

u_x, u_y : Sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de r et de u qui est le coefficient de poisson.

$$u = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$u = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

$$r = 0,6 \xrightarrow{\text{du tableau}} u_x = 0,0812 ; u_y = 0,305$$

$$M_{0x} = 0,0812 \times 14,39 \times (2,75)^2 = 8,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,305 \times 8,84 = 2,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y}/M_{0x} = 0,36 > 25\%$$

Remarque :

Les dalles encastrees totalement ou partiellement sur leur contour sont calculees à la flexion sur la base des efforts qui s'y developperaient si elles etaient articulees sur leurs contours

(BAEL Art-8-2-32).

Les moments de **flexion maximaux** M_x calcules peuvent être reduits de **15 à 25 %** selon les conditions d'encastrement aux appuis.

Les moments d'encastrement sur les **grands cotés**, sont evalues à au moins **40 ou 50 %** des moments de la dalle articulee.

Les moments d'encastrement sur les **petits cotés**, prennent des valeurs de même ordre que sur les grands cotés **40 ou 50 %**.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

- En tenant compte de l'encastrement

Le Panneau de dalle est considéré continuer au-delà de ses appuis :

Moment en travée : $0,75M_x$ et $0,75M_y$

Moment aux appuis : $0,5 M_x$ et $0,5M_y$

Calcul des moments :

- **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 8,84 = 6,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 2,70 = 2,03 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

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

$$M_{ax} = -0,5M_{0x} = -0,5 \times 8,84 = -4,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5M_{0y} = -0,5 \times 2,03 = -1,02 \text{ KN.m}$$

II-2-2-2) Ferrailage :

-Sens de la petite portée x-x :

- **En travée :**

$$u_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,63}{1,0,12^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,032 < 0,392 \dots \dots \dots \text{S.S.A}$$

$$u_u = 0,032 \xrightarrow{\text{dutableau}} b = 0,984$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{b \cdot d_x \cdot f_{su}} = \frac{6,63 \times 10^5}{0,984 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 1,61 \text{ cm}^2$$

soit : $A_{tx} = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2$ avec $st=20\text{cm}$

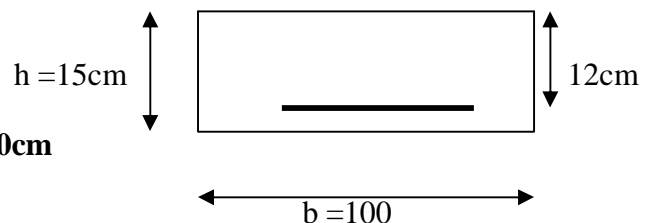


Fig. III-23 : coupe vertical du plancher en dalle Pleine.

• Aux appuis:

$$M_{ax} = -4,42 \text{KN.m}$$

$$u_u = \frac{M_{ax}}{b.d_x^2.f_{bu}} = \frac{4,42}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,022 < 0,392 \dots \text{S.S.A}$$

$$u = 0,022 \longrightarrow b = 0,989$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{b.d_x.f_{su}} = \frac{4,42 \times 10^5}{0,989 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 1,07 \text{cm}^2$$

soit : $A_{ax} = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{cm}^2$ avec $st=20\text{cm}$

-Sens de la grande portée y-y :

• En travée :

$$u_u = \frac{M_{ty}}{b.d_y^2.f_{bu}} = \frac{2,03}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,009 < u_l = 0,392 \dots \text{S.S.A}$$

$$u = 0,009 \longrightarrow b = 0,995$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{b.d_y.f_{su}} = \frac{2,03 \times 10^5}{0,995 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0,49 \text{cm}^2$$

soit : $A_{ty} = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{cm}^2$ avec $st=20\text{cm}$

• Aux appuis :

$$u_u = \frac{M_{ay}}{b.d_y^2.f_{bu}} = \frac{1,02}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,005 < 0,392 \dots \text{S.S.A}$$

$$u = 0,005 \longrightarrow b = 0,997$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{b.d_y.f_{su}} = \frac{1,02 \times 10^5}{0,997 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0,24 \text{cm}^2$$

soit : $A_{ay} = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{cm}^2$ avec $st=20\text{cm}$

III-2-2-3) Vérification à l'ELU :**a/ Condition de non fragilité :****-Armatures inférieures :**

$$A_{\min} = \frac{w_0}{2} x \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] . b x h \quad \text{avec} \quad w_0 = 0,0008$$

D'où :

$$A_{\min} = \frac{0,0008}{2} \left[3 - \frac{2,75}{5} \right] . 100 x 15 = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

-Armatures supérieures :

$$A_{\min} = w_0 . b x h = 0,0008 x 100 x 15 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

-Diamètre maximal des armatures :

On doit vérifier que :

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

$$f = 10 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b/-Ecartement des barres :

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

En région centrale du panneau :**-Armatures A_x/L_x :**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min \{ 3h, 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-Armatures A_y/L_y :

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min \{ 4h, 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures sont convenablement reparties.

c/-Vérification de l'effort tranchant :

-Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3.l_y} = \frac{14,38}{3 \times 5} = 0,96 KN. \quad (\text{Avec } P : \text{ Charge totale})$$

-Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2.l_y + l_x} = \frac{14,38}{2 \times 5 + 2,75} = 1,13 KN$$

$$t_u = \frac{v_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{t}_u$$

$$t_u = \frac{1,13 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,009 MPa$$

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

$$\bar{t}_u = \min \{3,33; 5 MPa\} = 3,33 MPa$$

$t_u = 0,009 MPa < 3,33 MPa$ condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d/-Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

$$t_{se} = \frac{v_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{1,13 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 5 \times 3,14 \times 10 \times 2} = 0,03 MPa .$$

$$\bar{t}_{se} = \gamma_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$t_{se} < \bar{t}_{se} = 3,15 MPa$ condition vérifiée.

III-2-2-4) Vérification à l'ELS :

$$q_s = 10,38 KN/ml$$

-Calcul des moments :

$$M_{0x}^{ser} = u_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0812 \times 10,38 \cdot (2,75)^2 = 6,37 KN.m$$

$$M_{0y}^{ser} = u_y \cdot M_{0x} = 0,305 \times 6,37 = 1,94 KN.m$$

- **En travée :**

$$M_{tx}^{ser} = 0,75.M_{0x}^{ser} = 0,75 \times 6,37 = 4,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}^{ser} = 0,75.M_{0y}^{ser} = 0,75 \times 1,94 = 1,46 \text{ KN.m}$$

• Aux appuis :

$$M_{ax}^{ser} = -0,5.M_{0x}^{ser} = -0,5 \times 6,37 = -3,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay}^{ser} = -0,5.M_{0y}^{ser} = -0,5 \times 1,94 = 0,97 \text{ KN.m}$$

a/ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$r_1 = \frac{100 \times A_{tx}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 12} = 0,302$$

$$r_1 = 0,302 \xrightarrow{\text{tableau}} b_1 = 0,913 ; a_1 = 0,261$$

$$K = \frac{a_1}{15(1-a_1)} = \frac{0,261}{15(1-0,261)} = 0,023$$

$$s_{st} = \frac{M_{tx}^{ser}}{b_1 \cdot d_x \cdot A_{st}} = \frac{4,78 \times 10^6}{0,913 \times 120 \times 3,93 \times 10^2}$$

$$s_{st} = 111,02 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = k.s_{st} = 0,023 \times 111,02 = 2,55 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b/ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$s_{st} = 111,02 \text{ MPa} < \overline{s_{st}} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c/ -Etat limite de déformation :

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

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

$$h \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{4,78}{20 \times 6,37} \right] \cdot 2,75 (m)$$

$h \geq 0,0103m = 10,3cm$

$h = 15cm > 10,3cm$ condition vérifiée.

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

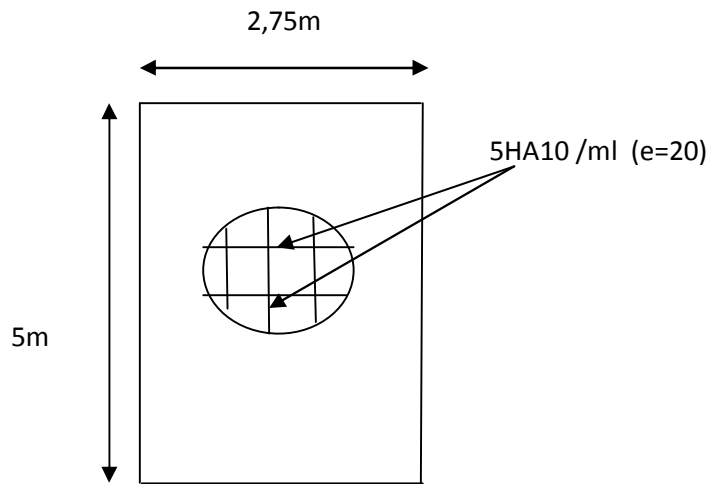


Fig. III-24 Schéma de ferrailage de la dalle pleine

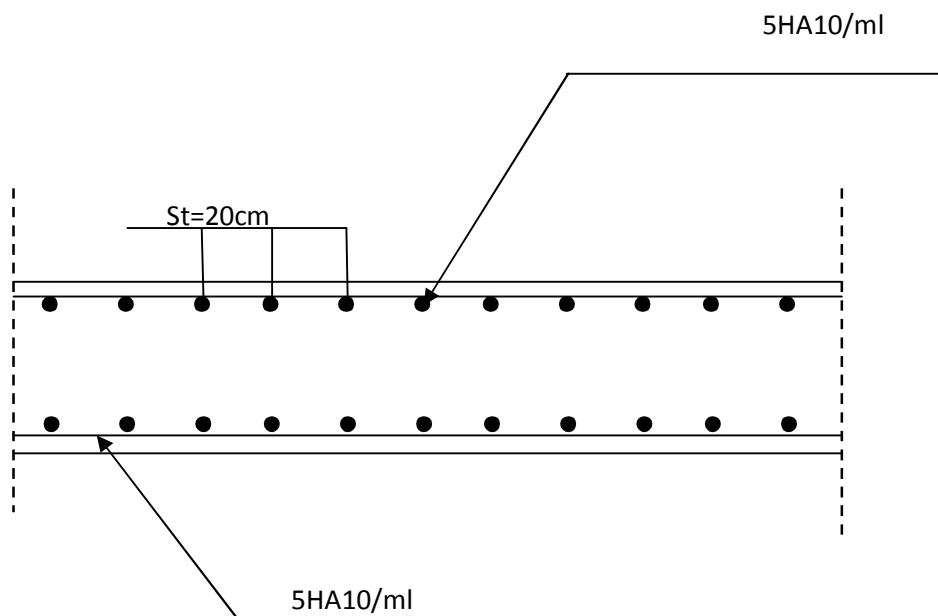


Fig. III-25 Plan de ferrailage de la dalle pleine

III-3) Calcul de la dalle pleine de la salle Machine :

III-3-1) Introduction :

Notre immeuble est muni de deux cages d'ascenseur, la vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, la surface de l'ascenseur est de $(1,60 \times 1,85 = 2,96\text{m}^2)$ pouvant charger huit personnes de $6,3\text{KN}$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes

$$P = 90\text{KN}.$$

III-3-2) Dimensionnement :

$$h_t \geq l_x/30 = 275/30 = 9,17\text{cm}.$$

D'après le (RPA99/version 2003) la hauteur de la dalle « h_t » doit être au moins égale à 12cm.

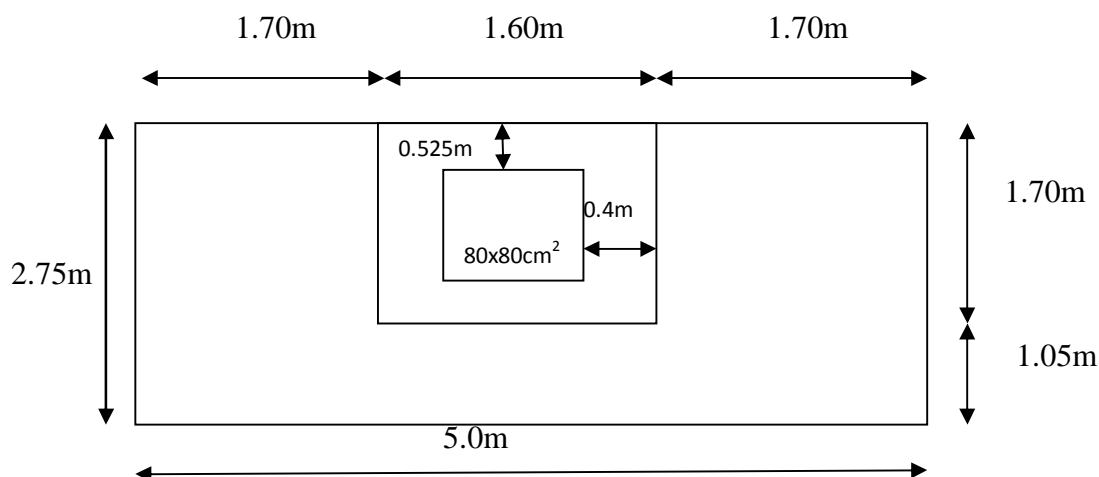
On opte une épaisseur $h_t = 15\text{cm}$.

Remarque :

La dalle repose sur son contour (quatre appuis) .Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

μ_x et μ_y : coefficient multiplicateur donnée en fonction du coefficient de poisson ν tel que :

$$\begin{aligned} \nu : \text{Coefficient de poisson} &\Rightarrow & \nu &= 0 \text{ à l'ELU} \\ & & \nu &= 0,2 \text{ à l'ELS} \end{aligned}$$



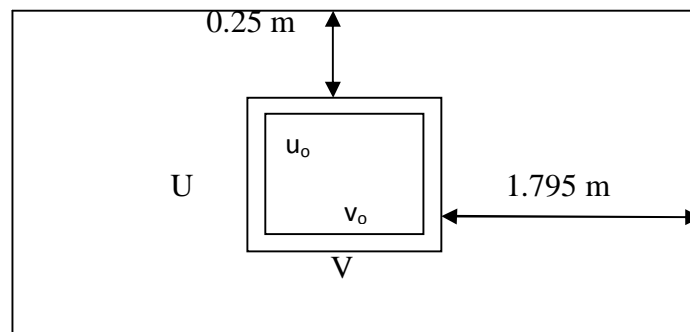


Figure III.26 : Diffusion de la charge dans le feuillet

Les cotés u_0 et v_0 du rectangle d'application de la charge sont supposés respectivement // à l_x et à l_y .

La charge P est considérée comme appliquée au niveau du feuillet moyen sur le rectangle UV .

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.75}{5} = 0,600. \quad \longrightarrow 0,4 < r = 0,600 < 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a : $\mathbf{u} = \mathbf{u}_0 + \mathbf{e} \cdot \mathbf{k} + \mathbf{h}_0$

$$\mathbf{v} = \mathbf{v}_0 + \mathbf{e} \cdot \mathbf{k} + \mathbf{h}_0$$

Avec :

e : Epaisseur de revêtement ($e = 5\text{cm}$)

h_0 : Hauteur de la dalle pleine ($h_0 = 15\text{cm}$)

k : Revêtement aussi solide que le béton ($k = 2$)

$u_0 = v_0 = 0,80\text{m}$ (cotés du rectangle qui limitent la charge concentrée « P »).

$$u = 0,80 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05\text{m}$$

$$v = 0,80 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05\text{m}$$

- Calcul des moments M_x et M_y :

a/ Moments dus à la charge excentrée P :

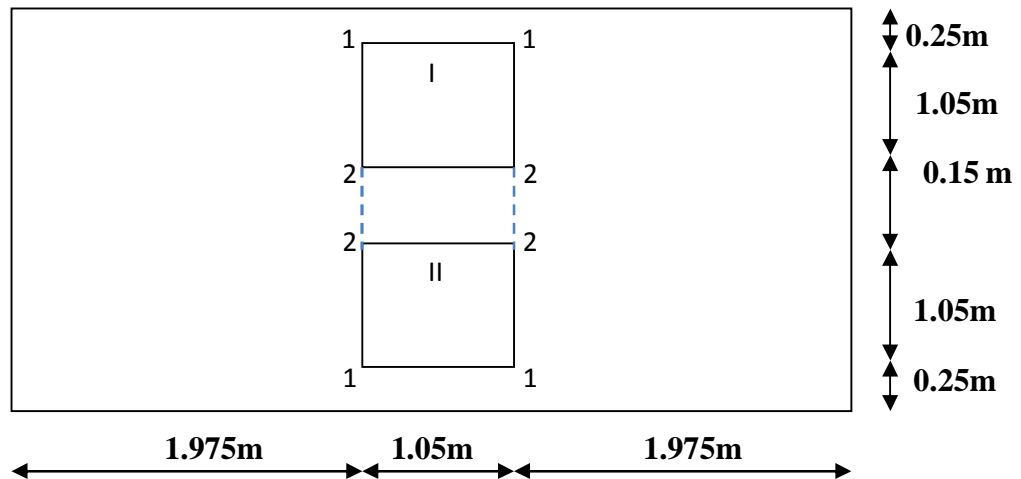


Fig. III-27 : Charge concentrique sur dalle plane.

*Cas de rectangle (1111) :

$$U_I = 2,25\text{m}$$

$$V_I = 1,05\text{m}$$

$$P_I = P \frac{U_I \cdot V_I}{U \cdot V} = 90 \times \frac{2,25 \times 1,05}{1,05 \times 1,05} = 192,86\text{KN}$$

$$\left[\begin{array}{l} \frac{U_I}{l_x} = \frac{2,25}{2,75} = 0,82 \\ \frac{V_I}{l_y} = \frac{1,05}{5} = 0,21 \end{array} \right.$$

Du tableau et après interpolation :

$$M_x^1 = 0,100\text{KN.m}$$

$$M_y^1 = 0,076\text{KN.m}$$

$$M_x^I = 1,35 \times P_l (M_1)$$

$$M_x^I = 1,35 \times 192,86(0,100) = 26,04 \text{ KN.m}$$

$$M_y^I = 1,35 \times 192,86(0,076) = 19,79 \text{ KN.m}$$

***Cas de rectangle (2-2-2-2) :**

$$U_{II} = 0,15 \text{ m}$$

$$V_{II} = 1,05 \text{ m}$$

$$P_{II} = P \frac{U_{II} \cdot V_{II}}{U \cdot V} = 90 \times \frac{1,05 \times 0,15}{1,05 \times 1,05} = 12,86 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U_{II}}{l_x} = \frac{0,15}{2,75} = 0,054 \\ \frac{V_{II}}{l_y} = \frac{1,05}{5} = 0,21 \end{array} \right.$$

Du tableau et après interpolation :

$$M_x^2 = 0,25 \text{ KN.m}$$

$$M_y^2 = 0,12 \text{ KN.m}$$

$$M_x^{II} = 1,35 \times 12,86(0,25) = 4,34 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{II} = 1,35 \times 12,86(0,12) = 2,08 \text{ KN.m}$$

***Charge localisée non concentrique :**

Après combinaison des efforts on aura :

$$M_{x1}^u = \frac{M_x^I - M_x^{II}}{2} = \frac{26,04 - 4,34}{2} = 10,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^u = \frac{M_y^I - M_y^{II}}{2} = \frac{19,79 - 2,08}{2} = 8,85 \text{ KN.m}$$

b/-Moments dus au poids propre :

• Poids propre de la dalle pleine :
 $G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/ml}$

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

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

$$q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

$$r = \frac{2,75}{5} = 0,6 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$r = 0,6 \longrightarrow u_x = 0,0812$$

$$u_y = 0,305$$

$$M_{x2}^u = u_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0812 \times 6,563 \times 2,75^2 = 4,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^u = u_y \cdot M_{x2} = 0,305 \times 4,03 = 1,23 \text{ KN.m}$$

c/-Superposition des moments au centre du panneau :

$$M_x^u = M_{x1}^u + M_{x2}^u = 10,85 + 4,03 = 14,88 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 8,85 + 1,23 = 10,08 \text{ KN.m}$$

III-3-3) Ferrailage :

-Sens de la petite portée x-x :

• **En travée :**

$$M_t^x = 0,85 \times 14,88 = 12,65 \text{ KN.m}$$

$$u_b = \frac{12,65}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,062 < 0,392 \dots \dots \dots \text{S.S.A}$$

$$u_b = 0,062 \rightarrow b = 0,968 \longrightarrow A_t^x = \frac{12,65 \cdot 10^5}{0,968 \cdot 12 \times 348 \times 10^2} = 3,13 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ avec } St = 20 \text{ cm.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_a^x = 0,3 \times 14,88 = 4,46 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{4,46}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,022 < 0,392 \dots \dots \dots \text{S.S.A}$$

$$m_b = 0,022 \rightarrow b = 0,989 \longrightarrow A_a^x = \frac{4,46 \cdot 10^5}{0,989 \cdot 12 \times 348 \times 10^2} = 1,08 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$5HA8/ml = 2,51cm^2 \text{ avec } St = 20cm.$$

-Sens de la grande portée y-y :

• En travée :

$$M_t^y = 0,85 \times 10,08 = 8,57cm^2$$

$$m_b = \frac{8,57}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,042 < 0,392 \dots \dots \dots S.S.A$$

$$m_b = 0,042 \rightarrow b = 0,979$$

$$A_t^y = \frac{8,57 \cdot 10^5}{0,979 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2,1cm^2$$

$$\text{Soit } 5HA10 = 3,93cm^2 \quad \text{avec } St = 20cm$$

• Aux appuis :

$$M_a^y = 0,3 \times 10,08 = 3,024KN.m$$

$$dy = dx - (f_x + f_y)/2 = 0,12 - 0,010 = 0,11m$$

$$u_b = \frac{3,024}{1 \times 0,11^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,018 < 0,392 \dots \dots \dots S.S.A.$$

$$u_b = 0,018 \rightarrow b = 0,991$$

$$A_a^y = \frac{3,024 \cdot 10^5}{0,991 \times 11 \times 348 \times 10^2} = 0,80cm^2$$

Soit :

$$5HA8/ml = 2,51cm^2 \quad \text{avec } St = 20cm.$$

III-3-4) Vérification à l'ELU :

a/-Condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99Art 4-2-) :

$$A \geq b.h \frac{\omega_0}{2} \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right) = 100 \times 15 \times \frac{0,0008}{2} \left(3 - \frac{2,75}{5} \right) = 1,47 \text{ cm}^2$$

Avec :

A : section minimal d'armature

bh : section total du béton

ω_0 : taux d'acier minimal = 0.0008 (acier HA Fe400)

$A \geq 1,47 \text{ cm}^2$ condition vérifiée dans les deux sens.

b/-Ecartement des barres (BAEL91 modifié 99Art 8-2-42.) :

- **Sens principal (// l_x) :**

-Armatures supérieurs :

$St = 20 \text{ cm} < \min \{ 2.h; 25 \text{ cm} \} = 25 \text{ cm}$ condition vérifiée.

-Armatures inférieurs :

$St = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$ condition vérifiée

- **Sens secondaire (// l_y) :**

$St = 20 \text{ cm} < \min \{ 2.h; 25 \text{ cm} \} = 25 \text{ cm}$ condition vérifiée

c/-Condition de non poinçonnement :

$$P \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{g_b}$$

$$U_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$P_u = 121,5 \text{ KN} < 0,045 \times 4,2 \times 0.15 \times \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \rightarrow \text{Aucune}$$

armature transversale n'est nécessaire.

d/-Contrainte tangentielle :

Les efforts max au voisinage de la charge :

-Sens x-x :

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{3.U} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ Kn}$$

-Sens y-y :

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{2.V + U} = \frac{90}{2 \times 1,05 + 1,05} = 28,57.Kn$$

On doit vérifier que :

$$t_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{t} = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{t28}}{g_b}; 5MPa \right\}$$

$$t_u = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,24MPa < 3,33MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III-3-5) Vérification à l'ELS :

***Calcul des moments :**

-Moments engendrés par le système de levage :

$$M_x^1 = 0,100KN.m \qquad M_x^2 = 0,25KN.m$$

$$M_y^1 = 0,076KN.m \qquad M_y^2 = 0,12KN.m$$

$$M_x^I = P_I(M_x^1 + nM_y^1) = 192,86(0,100 + 0,2 \times 0,076) = 22,22KN.m$$

$$M_y^I = P_I(M_y^1 + nM_x^1) = 192,86(0,076 + 0,2 \times 0,100) = 18,51KN.m$$

$$M_x^{II} = P_{II}(M_x^2 + nM_y^2) = 12,86(0,25 + 0,2 \times 0,12) = 3,53KN.m$$

$$M_y^{II} = P_{II}(M_y^2 + nM_x^2) = 12,86(0,12 + 0,2 \times 0,25) = 2,19KN.m$$

Après combinaison des efforts :

$$M_{1x}^{ser} = \frac{M_x^I - M_x^{II}}{2} = \frac{22,22 - 3,53}{2} = 9,34KN.m$$

$$M_{1y}^{ser} = \frac{M_y^I - M_y^{II}}{2} = \frac{18,51 - 2,19}{2} = 8,16KN.m$$

-Moments engendrés par le poids propre de la dalle pleine :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75KN/ml$$

$$r = \frac{2,75}{5} = 0,6 > 0,4 \dots\dots\dots \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$r = 0,6 \longrightarrow u_x = 0,0812 \quad \text{et} \quad u_y = 0,305$$

$$M_{2x}^{ser} = u_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0812 \times 4,75 \times 2,75^2 = 2,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{2y}^{ser} = u_y \cdot M_2^{xser} = 0,305 \times 2,92 = 0,89 \text{ KN.m}$$

-Superposition des moments au centre de panneau :

$$M_x^{ser} = M_{1x}^{ser} + M_{2x}^{ser} = 9,34 + 2,92 = 12,26 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{ser} = M_{1y}^{ser} + M_{2y}^{ser} = 8,16 + 1,1 = 9,26 \text{ KN.m}$$

III-3-6) Ferrailage :

-Sens de la petite portée x-x :

• **En travée :**

$$M_{tx}^{ser} = 0,85 \times 12,26 = 10,42 \text{ KN.m}$$

$$u_b = \frac{10,42}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,051 < 0,392 \dots \dots \dots \text{S.S.A}$$

$$m_1 = 0,051 \longrightarrow b_1 = 0,755$$

$$A_{tx} = \frac{10,42 \cdot 10^5}{0,755 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3,30 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10/ml avec un écartement de 20cm

• **Aux appuis :**

$$M_{ax}^{ser} = 0,3 \times 12,26 = 3,68 \text{ KN.m}$$

$$m_1 = \frac{3,68}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,018 < 0,392 \dots \dots \dots \text{S.S.A}$$

$$m_1 = 0,018 \longrightarrow b_1 = 0,817$$

$$A_a^x = \frac{3,68 \times 10^5}{0,817 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 1,08 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8/ml avec un écartement de 20cm

-Sens de la grande portée y-y :

• **En travée :**

$$M_y^t = 0,85 \times 9,26 = 7,87 \text{ KN.m}$$

$$m_1 = \frac{7,87}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,038 < 0,392 \dots\dots\dots \text{ S.S.A}$$

$$m_1 = 0,038 \longrightarrow b_1 = 0,771$$

$$A_y^t = \frac{7,87 \times 10^5}{0,771 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2,44 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10/ml avec un écartement de 20cm.

• Aux appuis :

$$M_y^a = 0,3 \times 9,26 = 2,78 \text{ KN.m}$$

$$m_1 = \frac{2,78}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,013 < 0,392 \dots\dots\dots \text{ S.S.A}$$

$$m_1 = 0,013 \longrightarrow b_1 = 0,837$$

$$A_y^a = \frac{2,78 \times 10^5}{0,837 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8/ml avec un écartement de 20cm

Conclusion :

Les armatures obtenues à l'ELU sont largement suffisantes.

a/ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

-Sens x-x :

• Aux appuis :

$$M_{ax}^{ser} = 3,68 \text{ KN.m}$$

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

$$r_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 12} = 0,209$$

$$\longrightarrow a = 0,222 \longrightarrow k = 0,019 \text{ et } b_1 = 0,926$$

$$s_s = \frac{M_{ax}^{ser}}{b_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3,68 \times 10^6}{0,926 \times 120 \times 2,51 \times 10^2} = 131,94 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 0,019 \times 131,94 = 2,51 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$M_{tx}^{ser} = 10,42 \text{ KN.m}$$

$$r_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 12} = 0,327$$

$$\longrightarrow a = 0,268 \rightarrow k = 0,0244 \text{ et } b_1 = 0,911$$

$$s_s = \frac{M_{tx}^{ser}}{b_1.d.A_t} = \frac{10,42 \times 10^6}{0,911 \times 120 \times 3,93 \times 10^2} = 242,53 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 0,0244 \times 242,53 = 5,92 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-Sens y-y :

- **Aux appuis :**

$$M_{ay}^{ser} = 2,78 \text{ KN.m}$$

$$r_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 12} = 0,209$$

$$\longrightarrow a = 0,221 \rightarrow k = 0,0189 \text{ et } b_1 = 0,926$$

$$s_s = \frac{M_{ay}^{ser}}{b_1.d.A_a} = \frac{2,78 \times 10^6}{0,926 \times 120 \times 2,51 \times 10^2} = 100,07 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 0,0189 \times 100,07 = 1,89 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$M_{ty}^{ser} = 7,87 \text{ KN.m}$$

$$r_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 12} = 0,327$$

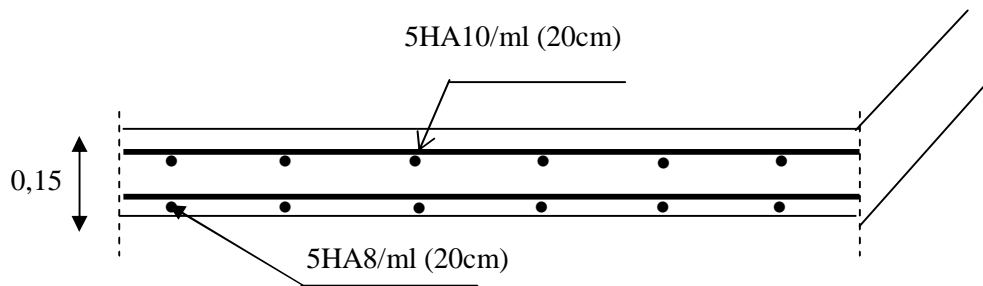
$$\longrightarrow a = 0,268 \rightarrow k = 0,0244 \text{ et } b_1 = 0,911$$

$$s_s = \frac{M_{ty}^{ser}}{b_1.d.A_t} = \frac{7,87 \times 10^6}{0,911 \times 120 \times 3,93 \times 10^2} = 183,18 \text{ MPa}$$

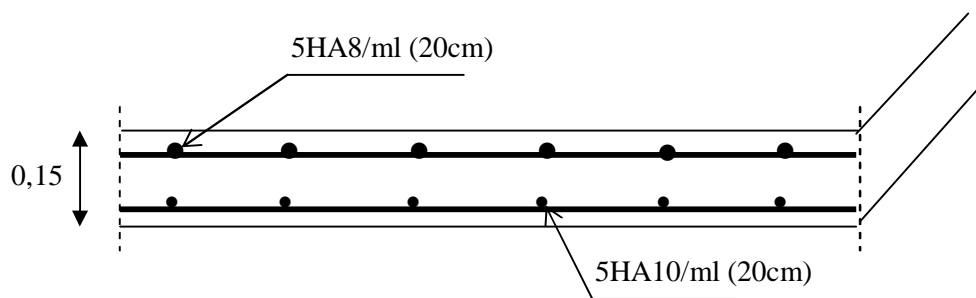
$$s_{bc} = 0,0244 \times 183,18 = 4,47 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

b/-Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.



Sens x-x



Sens y-y

Fig. III-27 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

III-4) Calcul des cloisons en voile de la cage d'ascenseur :

Les cloisons de la cage d'ascenseur sont construites en voile ils ne sont pas pris en considération dans l'étude sismique ni dans la modélisation de la structure, le seul effort qu'ils subissent est celui de leur poids propre, de la dalle plane et de l'ascenseur ainsi que la surcharge d'exploitation.

5) Calcul des murs de la salle machine :

Les murs de l'ascenseur ne sont pas sensés participer au contreventement de notre structure ; ils seront donc ferrillés avec la section minimale, qui est le maximum de :

A_{\min} du BAEL

A_{\min} du RPA

a) Armatures verticales :

$$\text{BAEL 91 : } A_{\min} = B \times (f_{t28}/f_c) \quad (\text{cm}^2)$$

$$\text{RPA 99 version 2003 : } A_{\min} = 0.2\% \cdot B \quad (\text{cm}^2)$$

L'épaisseur du mur est 20cm.

B est la section du mur.

$$B = 200 \times 15 = 3000 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'après le BAEL : } A_{\min} = 3000 \times \frac{2,1}{400} = 15,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA 99 Ver.2003 : } A_{\min} = 0.2\% \times 3000 = 6 \text{ cm}^2$$

Soit : **A adoptée = 15.83 cm²**, soit : **14 HA12 = 15.83 cm² avec St=12cm**

b) les armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $A_H = 11.3/4 = 2.82 \text{ cm}^2$

- D'après le RPA 2003 : $A_H = 0.15\% B = 0.15\% \times 1800 = 2.7 \text{ cm}^2$

Soit : **A adoptée = 5.65 cm²**, soit : **5 HA12 = 5.65 cm² avec St=20cm**

III-5) Calcul des escaliers :

Notre bâtiment est muni de deux cages d'escalier à deux volées desservant la totalité des niveaux.

Les escaliers sont assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Remarque :

Nous avons trois volées différentes :

-deux volées de R.D.C d'une hauteur * H = 1,53m

* H = 1,02m

-Une volée d'étage courant d'une hauteur H = 1,50m

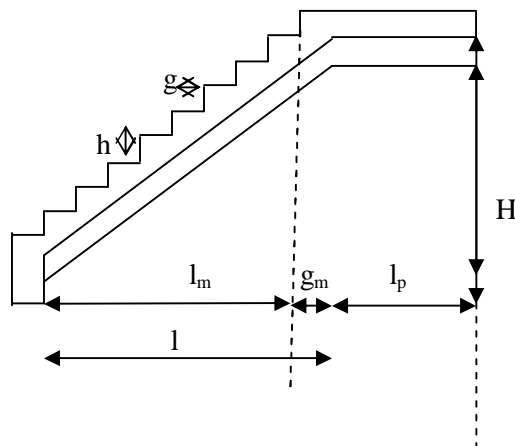


Fig .III-29 : Coupe verticale de l'escalier

III-5-1) Dimensionnement :

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

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

g : Longueur de la marche

h : est le plus courant varie de 14 a 18

g : est le plus courant varie de 28 a 36

Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

g : Longueur de la marche

On prend la hauteur des marches **h = 17 cm.**

Nombre de contre marches : $n=H/h=153/17 = 9$ contre marches

Le nombre de marches : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \rightarrow m = 8$ marches.

Calcul de giron :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm}$$

$59\text{cm} < 2h+g=64\text{cm} < 66\text{cm}$ condition vérifiée

III-5-1-1) Nombre de contre marches total :

-TYPE 1 : $n = \frac{2H}{h} = \frac{300}{17} = 18$ contre marches.

-R.D.C : $n = \frac{2H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ contre marches.(grand volée)

-R.D.C : $n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6$ contre marches.(petite volée)

III-5-1-2) Nombre de marches :

-Etage courant et RDC (Grand Volée) : $m = n-1 = 18-1=17$ marches.

-R.D.C (petite volée) : $m = n-1 = 6-1 = 5$ marches.

III-5-1-3) Emmarchement : $E = 1,3\text{m}$.

.III-5-2) Etude de la volée de etage courant et RDC (grand volée) :

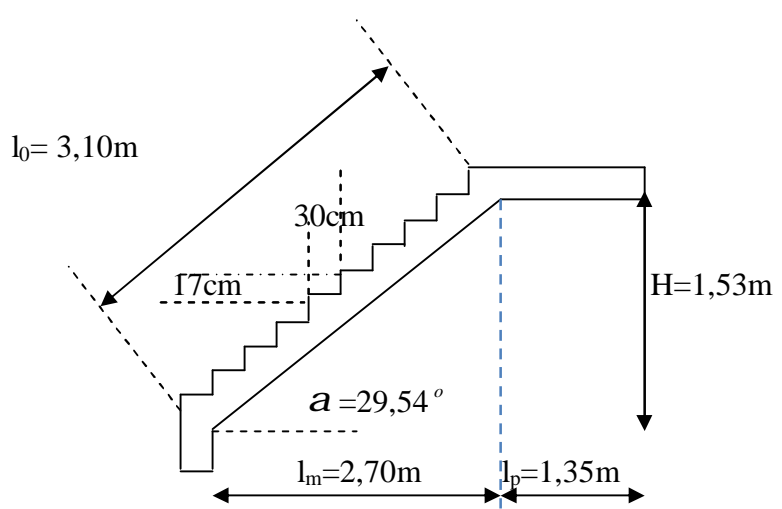


Fig. III-30 : Coupe verticale de la volée de RDC.

III-5-2-1) Nombre de contre marches :

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches.}$$

III-5-2-2) Nombre de marches :

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

III-5-2-3) Calcul de la longueur de la volée :

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{2,70}{\cos 29,54^\circ} = 3,10m$$

$$L = l_m + l_1 = 2,70 + 1,35 = 4,05m$$

III-5-2-4) Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{405}{30} \leq e_p \leq \frac{405}{20}$$

$$13,50cm \leq e_p \leq 20,25cm.$$

On prend une épaisseur $e_p = 18cm$.

III-5-2-5) Détermination des charges de calcul :

L'état se fait en flexion simple pour une bande de 1m d'embranchement considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur total $L = 4,05m$.

On considère que l'escalier est semi encasté à ses deux extrémités (ses deux appuis).

a/ Charges permanentes :**1-Palier :**

Elements	Épaisseur(m)	Poids volumique(kn/m ³)	Charge(KN/m ²)
1.Revetement en carrelage	0,02	20	0,40
2.Mortier de pose	0,02	20	0,40
3.Couche de sable	0,02	18	0,36
4.Dalle pleine	0,18	25	4,50
5.Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			G = 6.02

2-Volée :

éléments	épaisseurs (cm)	Poids volumique(kn/m ³)	charges (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
Mortiers de pose	0,02	22	0,44
Couche de sable	0,02	18	0,36
marches	0,17/2	25	2,12
dalle pleine	0,18/cos32,52	25	5,34
enduit ciment	0,02	18	0,36
garde corps	0,15	2	0,3
			G =9,36

b/-Charges d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

Volée : $Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Palier : $Q_2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

III-5-2-6) Combinaison de charges :**a/ A l'ELU :****1-Palier :**

$$q_{up} = 1,35.G_p + 1,5.Q_p$$

$$q_{up} = 1,35.6,02 + 1,5.2,5 = 11,88 \text{ KN/ml.}$$

2-Volée :

$$q_{uv} = 1,35xG_v + 1,5xQ_v$$

$$q_{uv} = 1,35x9,36 + 1,5x2,5 = 16,38 \text{ KN/m}$$

b/A l'ELS :

$$\text{1-Palier : } q_{sp} = G_p + Q_p = 6,02 + 2,5 = 8,52 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{2-Volée: } q_{sv} = G_v + Q_v = 9,36 + 2,5 = 11,86 \text{ KN/ml.}$$

III-5-2-7) Calcul à l'ELU :

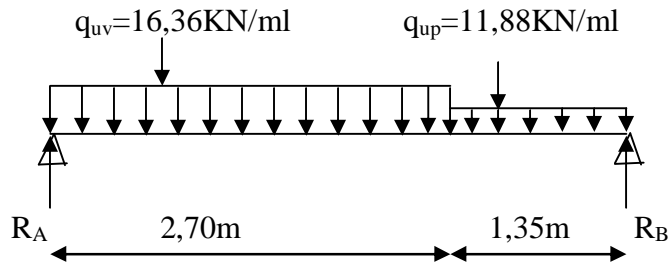


Fig.III-31 : Schéma statique de l'escalier à deux volées (ELU)

a/ Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 60,21 \text{ kN.}$$

$$R_A = 32,09 \text{ kN}$$

$$R_B = 28,12 \text{ kN.}$$

b/-Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,70 \text{ m}$

-Effort tranchant :

$$T_y = -16,36(x) + 32,09$$

$$\longrightarrow T_y = 32,09 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 0$$

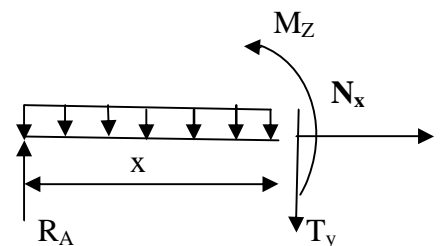
$$\longrightarrow T_y = -12,08 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 2,7 \text{ m}$$

-Moment fléchissant :

$$M_z = -8,18(x^2) + 32,09(x)$$

$$\longrightarrow M_z = 0 \dots\dots\dots \text{pour } x = 0$$

$$\longrightarrow M_z = 27,1 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{pour } x = 2,7 \text{ m.}$$



2^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,35 \text{ m}$

-Effort tranchant :

$$T_y = 11,88(x) - 28,12$$

$$\longrightarrow T_y = -12,08 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 1,35 \text{ m}$$

$$T_y = -28,12 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 0 \text{ m}$$

-Moment fléchissant :

$$M_z = -11,88(x^2/2) + 28,12(x)$$

$$\longrightarrow M_z = 27,13 \text{ KN.m} \dots \text{pour } x = 1,35 \text{ m}$$

$$M_z = 0 \text{ KN.m} \dots \text{pour } x = 0 \text{ m}$$

-Moment fléchissant maximum :

$$M_z^{\max} \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow x = 1,96 \text{ m} \longrightarrow M_z^{\max} = 31,47 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{\max} , au niveau des appuis et en travée.

-Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \cdot 31,47 = -9,44 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_{ut} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \cdot 31,47 = 26,75 \text{ KN.m}$

c/-Diagrammes des sollicitations :

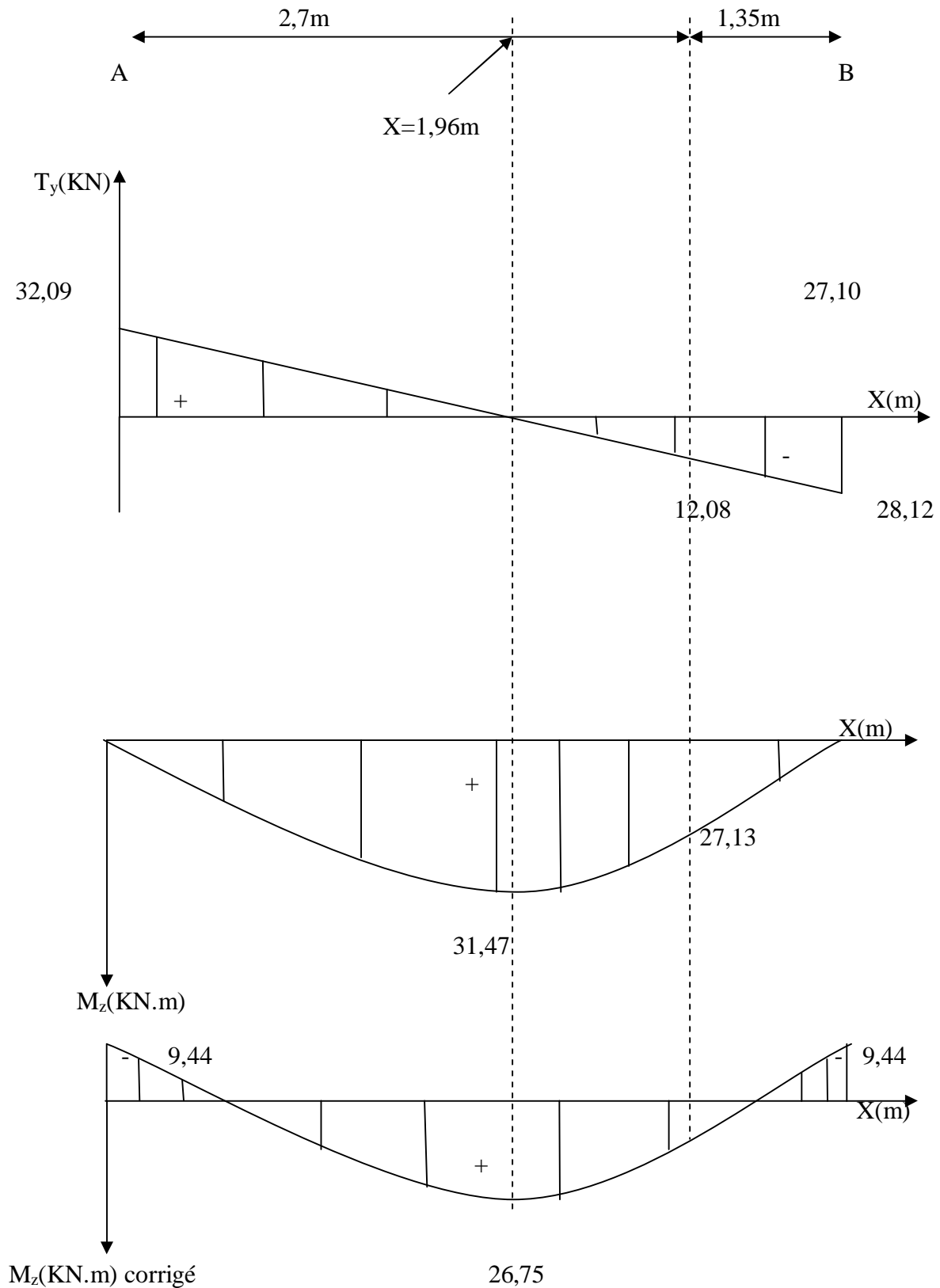


Fig. III-32 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier

d/ Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

1-Armatures longitudinales :• **Aux appuis :**

$$m_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,44}{1 \times 0,15^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,0295$$

$$m_{ua} = 0,0295 < m_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$m_{ua} = 0,0295 \longrightarrow b = 0,985$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{9,44 \cdot 10^5}{0,985 \cdot 15 \cdot 348 \cdot 10^2} = 1,83 \text{cm}^2$$

Soit **5HA10/ml = 3,93cm²** avec **St = 20cm.**

• **En travée :**

$$m_{ut} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26,75}{1 \times 0,15^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,0837$$

$$m_{ut} = 0,0837 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$m_{ut} = 0,0837 \longrightarrow b = 0,956$$

$$A_{st} = \frac{26,75 \cdot 10^5}{0,956 \cdot 15 \cdot 348 \cdot 10^2} = 5,06 \text{cm}^2$$

Soit **5HA12/ml = 5,65cm²/ml** avec **St = 20cm.**

2-Armatures de répartition :• **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{cm}^2$$

Soit **5HA8/ml = 2,51cm²** avec **St = 20cm.**

• **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{cm}^2$$

Soit : **5HA8/ml = 2,51cm²** avec **St = 20cm.**

e/- Vérification à l'ELU :

1-Condition de non fragilité :

-Armatures longitudinales :

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

$$A_{\min} \geq 0,23.15.100. \frac{2,1}{400} = 1,811 \text{ cm}^2$$

-En travée :

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,811 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Aux appuis :

$$A_{sa} = 3,93 \text{ cm}^2 > 1,811 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2-Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1) :

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$t_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{32,09.10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,214 \text{ p } 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

3-Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{32,09.10^3}{348.10^2} = 0,922 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3,93 \text{ cm}^2 > 0,922 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

4-Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis (Art 6-1-3)

$$t_{se} = \frac{v_u}{0,9.d.\sum u_i} = \frac{32,09 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,15 \times 3,14 \times 0,8 \times 5} = 0,0189 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = 0,0189 < \bar{t}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

5-Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99-A-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{cm.} \quad \text{Avec } t_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement $l_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 42,32 \text{cm} = 16,93 \text{cm}$

Soit $l_c = 17 \text{cm}$.

6-Espacement des barres :

-Armatures principales (horizontales) :

$$S_{t \max} = 20 \text{cm} \leq \min \{3h; 33 \text{cm}\} = 33 \text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Armatures de répartition :

$$S_{t \max} = 20 \text{cm} \leq \min \{4h; 45 \text{cm}\} = 45 \text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

7-Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis(Art.5-1-3-21)

$$T_u^{\max} = 32,09 \text{KN} \leq \overline{T_u} = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{g_s}$$

$$\overline{T_u} = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{g_s} = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 10^{-1} \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 15}{1,5} = 750 \text{KN}$$

$$T_u^{\max} = 30,96 \text{KN} \leq \overline{T_u} = 750 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

8-Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art.5-1-3-13) :

$$A_a \geq \frac{\left[T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right]}{s_{st}} = \frac{\left[32,09 - \frac{9,44}{0,9 \cdot 0,15} \right]}{348} = -0,109 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

f)-Vérification à l'ELS :

$q_{sp} = 8,52 \text{KN/ml}$

$q_{sv} = 11,86 \text{KN/ml}$

1-Calcul des réactions d'appuis :

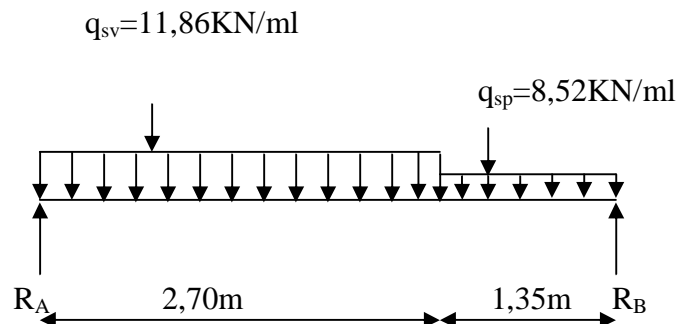


Fig. III-33 : Schéma statique de l'escalier à deux volées (ELS)

a/ Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 43,52 \text{KN}$

$R_A = 23,25 \text{KN}$

$R_B = 20,27 \text{KN}$

2-Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,70\text{m}$

-Effort tranchant :

$T_y = -11,86(x) + 23,25$

→ $T_y = 23,25 \text{KN}$ pour $x = 0$

$T_y = -8,80 \text{KN}$ pour $x = 2,70\text{m}$

-Moment fléchissant :

$M_z = -5,93(x^2) + 23,25(x)$

→ $M_z = 0$ pour $x = 0$

$M_z = 19,54 \text{KN.m}$ pour $x = 2,70\text{m}$.

2^{ème} tronçon : $0m \leq x \leq 1.35m$

-Effort tranchant :

$$T_y = 8,52(x) - 20,27$$

$$\longrightarrow T_y = -20,27 \text{KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 0m$$

$$T_y = -8,80 \text{KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 1,35m$$

-Moment fléchissant :

$$M_z = -8,52(x^2/2) + 20,27(x)$$

$$\longrightarrow M_z = 0 \text{KNm} \dots\dots\dots \text{pour } x = 0m$$

$$M_z = 19,60 \text{KNm} \dots\dots\dots \text{pour } x = 1,35m.$$

-Moment fléchissant maximum :

$$M_z^{\max} \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow x = 1,96m$$

$$\longrightarrow M_z^{\max} = 22,80 \text{KN.m}$$

Les moments corrigés :

-Aux appuis :

$$M_{sa} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3.22,80 = -6,84 \text{KN.m}$$

-En travée :

$$M_{st} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85.22,80 = 19,38 \text{KN.m}$$

3- Diagrammes des sollicitations :

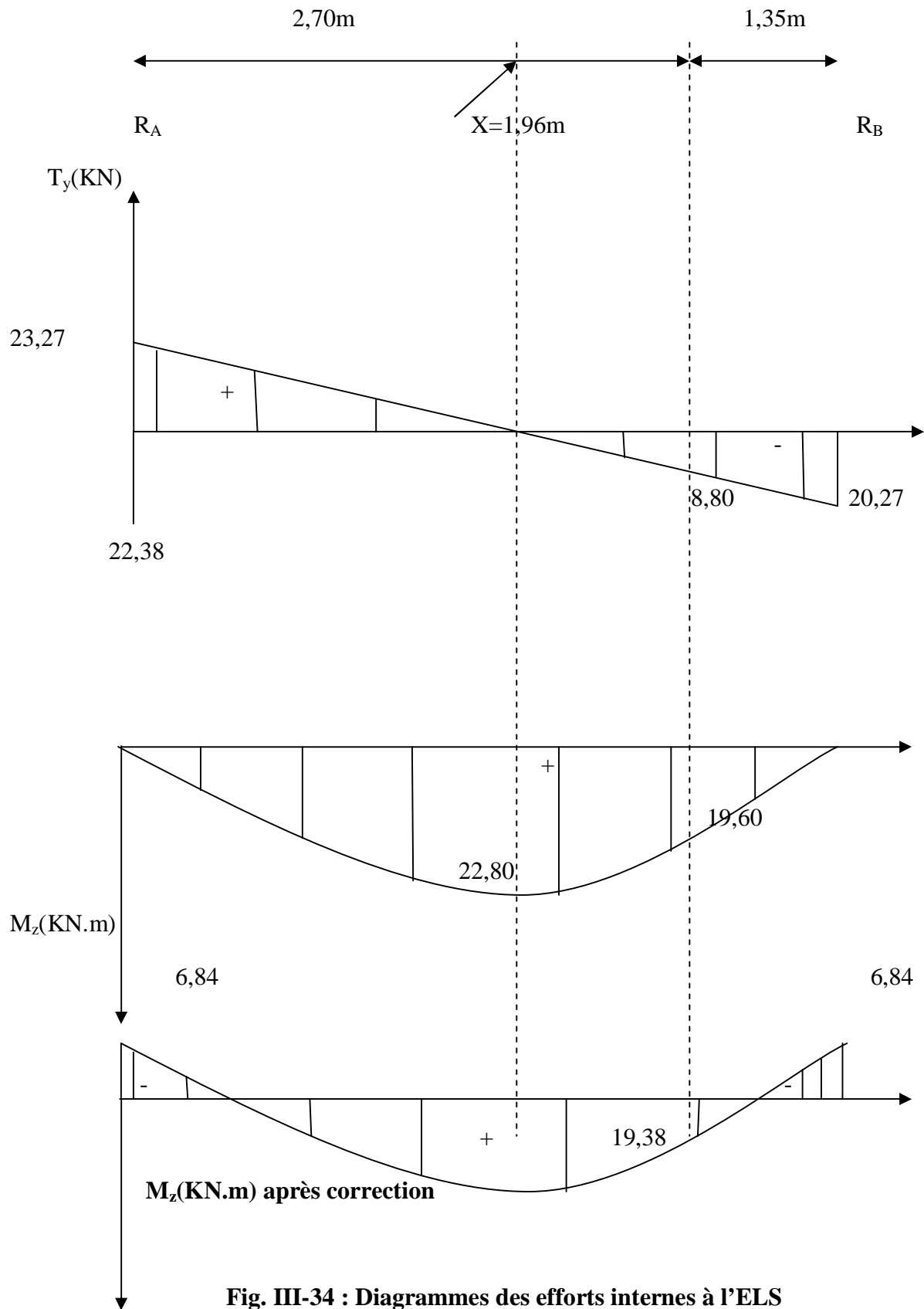


Fig. III-34 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS

4-Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

1-Armatures longitudinales :• **Aux appuis :**

$$m_{1a} = \frac{M_{sa}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,84}{1 \times 0,15^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,0214$$

$$m_{1a} = 0,0214 < m_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$m_{1a} = 0,0214 \longrightarrow b_1 = 0,807$$

$$A_{sa} = \frac{M_{sa}}{b_1 \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{6,84 \cdot 10^5}{0,807 \cdot 15 \cdot 348 \cdot 10^2} = 1,62 \text{cm}^2$$

$$. A_{sa} < 3,93 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• **En travée :**

$$m_{1t} = \frac{M_{st}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19,38}{1 \times 0,15^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,0606$$

$$m_{1t} = 0,0606 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$m_{1t} = 0,0606 \longrightarrow b = 0,746$$

$$A_{st} = \frac{19,38 \cdot 10^5}{0,746 \cdot 15 \cdot 348 \cdot 10^2} = 4,98 \text{cm}^2$$

$$A_{st} < 5,65 \text{cm}^2$$

*Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

5-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

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

• **En travée :**

La section adoptée à l'ELU en travée est :

$$A_{st} = 5,65 \text{cm}^2 = 5 \text{HA}12/\text{ml}$$

$$M_{st}^{\max} = 19,38 \text{KN.m}$$

$$r_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,376$$

$$r_1 = 0,376 \xrightarrow{\text{tableau}} b_1 = 0,905 ; a_1 = 0,285$$

$$K = \frac{a_1}{15(1 - a_1)} = \frac{0,285}{15(1 - 0,285)} = 0,0265$$

$$s_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{b_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{19,38 \times 10^6}{0,905 \times 150 \times 5,65 \times 10^2} = 252,67 \text{ MPa}$$

$$s_{st} = 252,67 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$s_{bc} = k \cdot s_{st} = 0,0265 \times 252,67 = 6,70 \text{ MPa} \text{ p } 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

La section adoptée à l'ELU aux appuis est :

$$A_{sa} = 3,93 \text{ cm}^2 = 5 \text{ HA}10/\text{ml}$$

$$M_{sa} = 6,84 \text{ KN.m}$$

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 15} = 0,262$$

$$r_1 = 0,262 \xrightarrow{\text{tableau}} b_1 = 0,918 ; a_1 = 0,246$$

$$K = \frac{a_1}{15(1 - a_1)} = \frac{0,246}{15(1 - 0,246)} = 0,0217$$

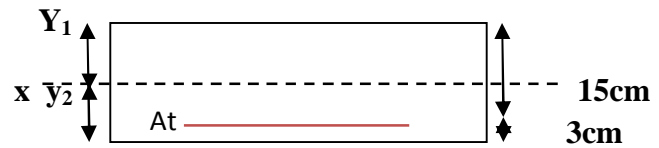
$$s_{st} = \frac{M_{sa}^{ser}}{b_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{6,84 \times 10^6}{0,918 \times 150 \times 3,93 \times 10^2} = 126,40 \text{ MPa}$$

$$s_{st} = 126,40 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$s_{bc} = k \cdot s_{st} = 0,0217 \times 126,40 = 2,74 \text{ MPa} \text{ p } 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

6-calcul de la flèche :



$$f = \frac{M_t^s \cdot J^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{405}{500} = 0,810 \text{ cm}$$

$$E_v = 10818,88 \text{ MPa} \quad ; \quad M_t^s = 19,38 \text{ KN.m} \quad ; \quad l = 405 \text{ cm.}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + m I_v}$$

$$r = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0037 \quad \longrightarrow \quad \rho \% = 0,37$$

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_t = 1884,75 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{19,38 \cdot 10^6}{0,906 \cdot 150 \cdot 5,65 \cdot 10^2} = 252,40 \text{ MPa}$$

$$y_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_t} = \frac{100 \cdot 18^2 / 2 + 15 \times 5,65 \times 15}{100 \times 18 + 15 \times 5,65} = 9,27 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 18 - 9,27 = 8,73 \text{ cm}$$

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15 \cdot A_t \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = (9,27^3 + 8,73^3) \cdot \frac{100}{3} + 15 \cdot 5,65 \cdot (8,73 - 3)^2$$

$$I_0 = 51513,81 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b / b) \cdot r} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,37} = 0,0223$$

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

$$m = \max \left\{ 0 ; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,37 \times 252,40 + 2,1} \right\} = 0,990$$

$$I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1 + mI_v} = \frac{1,1.5151381}{1 + 0,990.0,0223} = 55441,22cm^4$$

$$\rightarrow I_{fv} = 55441,22cm^4$$

Remplaçant tout les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{19,38 \times 10^5 \times 40^2}{10 \times 1081888.10^2 \times 55441,22} = 0,53cm.$$

Donc $f = 0,53cm < \bar{f} = 0,810cm$ condition vérifiée.

III-5-3) Etude de la volée type 2 :

- Emmarchement E=1,30m.
- N^{bre} de contre marches= 06.
- N^{bre} de marches= 05.

Calcul de la longueur de la volée :

$$l_0 = \frac{150}{\cos \alpha}$$

$$\alpha = \arctan \frac{102}{150} = 34,22$$

$$l_0 = \frac{150}{\cos 34,22^\circ} = 181cm$$

$$L_0 = 1,81 m$$

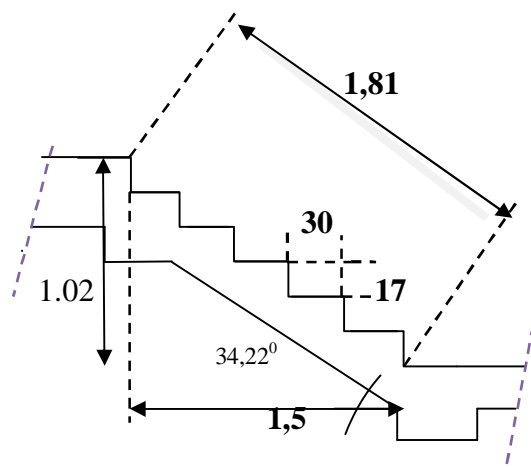


Fig. III-35 : Coupe verticale de la volée de RDC(type 2)

III-5-3-1) Épaisseur de la volée :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{150}{30} \leq e_p \leq \frac{150}{20}$$

$$5\text{cm} \leq e_p \leq 7,5\text{cm.}$$

On prend une épaisseur $e_p = 15\text{cm}$.

III-5-3-2) Détermination des charges de calcul :**a/ Charges permanentes :****Volée :**

éléments	épaisseurs (cm)	Poids volumique(kn/m ³)	charges (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
Mortiers de pose	0,02	22	0,44
Couche de sable	0,02	18	0,36
marches	0,17/2	25	2,12
dalle pleine	0,15/cos25,90	25	4,17
enduit ciment	0,02	18	0,36
garde corps	0,15	2	0,3
			G =8 ,19

b/-Charges d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q=2,5\text{KN/ml}$$

III-5-3-3) Combinaison de charges :**a/ A l'ELU :****Volée :**

$$q_{uv} = 1,35.G_v + 1,5.Q_v$$

$$q_{uv} = 1,35 \times 8,19 + 1,5 \times 2,5 = 14,80 \text{ KN/ml}$$

b/ A l'ELS :**Volée :**

$$q_{sv} = G_v + Q_v = 8,19 + 2,5 = 10,69 \text{ KN/ml}$$

III-5-3-4) Calcul à l'ELU :

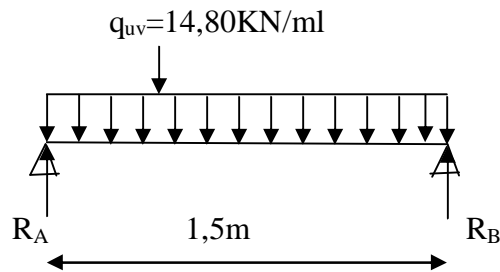


Fig.III-36 : Schéma statique de l'escalier de RDC

a/ Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 22.2 \text{KN.}$$

$$R_A = 11.1 \text{KN}$$

$$R_B = 11.1 \text{KN.}$$

b/-Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5\text{m}$

-Effort tranchant :

$$T_y = 14,80 \cdot x - 11.1$$

$$T_y = -11.1 \text{KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 0$$

$$T_y = 11.1 \text{KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 1,5\text{m}$$

-Moment fléchissant :

$$M_z = -7,40(x^2) + 11.1(x)$$

$$M_z = 0 \dots\dots\dots \text{pour } x = 0$$

$$M_z = 0 \dots\dots\dots \text{pour } x = 1,5\text{m.}$$

-Moment fléchissant maximum :

$$M_z^{\text{max}} \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow x = 0,75\text{m}$$

$$M_z^{\text{max}} = 4.16 \text{KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{max} , au niveau des appuis et en travée.

-Aux appuis :

$$M_{ua} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3.4,16 = -1,25\text{KN.m}$$

-En travée :

$$M_{ut} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85.4,16 = 3,54\text{KN.m}$$

c/ Diagrammes des sollicitations :

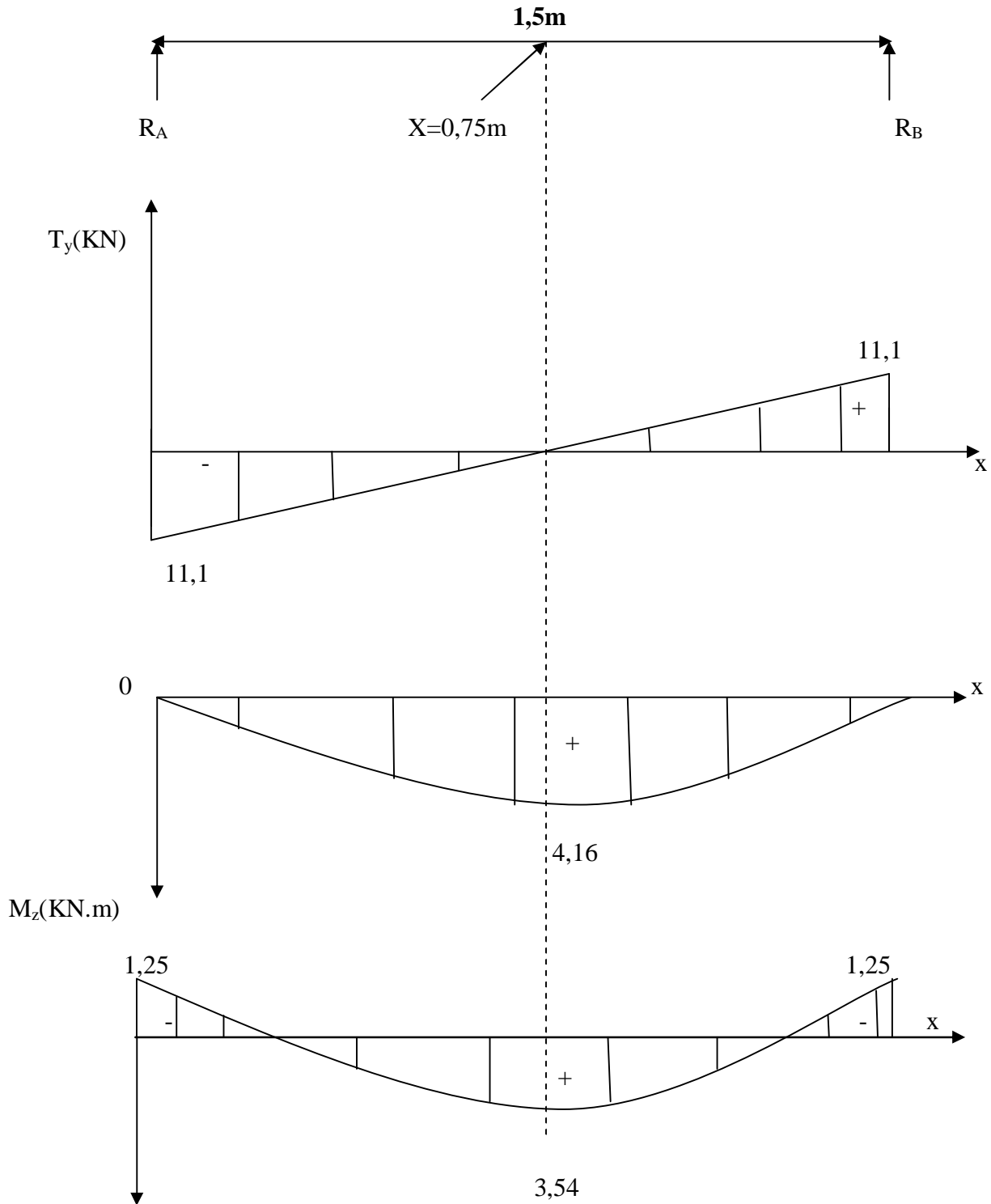


Fig. III-37 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier d'étage courant à l'ELU

d/ Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'emmarchement.

1-Armatures longitudinales :

- **Aux appuis :**

$$m_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,25}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,0052$$

$$m_{ua} = 0,0052 < m_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$m_{ua} = 0,0052 \longrightarrow b = 0,997$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{1,25 \cdot 10^5}{0,997 \cdot 13 \cdot 348 \cdot 10^2} = 0,277 \text{cm}^2$$

Soit 5HA8/ml = 2,51cm²/ml avec St = 20cm.

- **En travée :**

$$m_{ut} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,54}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,0147$$

$$m_{ut} = 0,0147 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$m_{ut} = 0,0147 \longrightarrow b = 0,919$$

$$A_{st} = \frac{3,54 \cdot 10^5}{0,919 \cdot 13 \cdot 348 \cdot 10^2} = 0,85 \text{cm}^2$$

Soit 5HA10/ml=3,93cm² avec St = 20cm.

2-Armatures de répartition :

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,6275 \text{cm}^2$$

Soit 5HA8/ml=2,51cm² avec St = 20cm.

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,985 \text{ cm}^2$$

Soit $5\text{HA}8/\text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2$ avec $St = 20 \text{ cm}$.

e/ **Vérification à l'ELU :**

1-Condition de non fragilité :

-**Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot 13 \cdot 100 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$A_{sa} = 2,51 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

2-Vérification de la section du béton à l'effort tranchant

(BAEL91 modifié 99Art-5.1.2.1) :

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$t_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{11,110^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,085 \text{ p } 3,33 \text{ MPa} \text{condition vérifiée.}$$

3-Justification des sections d'appuis (BAEL91 modifié 99Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{11,110^3}{348 \cdot 10^2} = 0,319 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,319 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

4-Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis

(BAEL91 modifié 99-Art6.1.3)

$$t_{se} = \frac{v_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{11,1 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 3,14 \times 8 \times 5} = 0,755 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = 0,755 < \bar{t}_{su} = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

5-Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99A-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{cm.} \quad \text{Avec} \quad t_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement

$$l_a = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 35,27 \text{cm} = 14,11 \text{cm}$$

Soit $l_a = 15 \text{cm}$.

6-Espacement des barres :

-Armatures principales (horizontales) :

$$S_{t \max} = 20 \text{cm} \leq \min \{3h; 33 \text{cm}\} = 33 \text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Armatures de répartition :

$$S_{t \max} = 20 \text{cm} \leq \min \{4h; 45 \text{cm}\} = 45 \text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

7-Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis (Art.5-1-3-21)

$$T_u^{\max} = 11,1 \leq \bar{T}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{g_s}$$

$$\bar{T}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{g_s} = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 10^{-1} \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 13}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 11,1 \leq \bar{T}_u = 780 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

8-Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

(BAEL91 modifié 99Art.5-1-3-13) :

$$A_a \geq \frac{\left[T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right]}{s_{st}} = \frac{\left[11,1 - \frac{1,25}{0,9 \cdot 0,13} \right]}{348} = 0,0012 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

f) Vérification à l'ELS :

$$q_{sv}=10,69\text{KN/ml}$$

$$q_{sv} = 10,69 \text{ KN/ml}$$

1-Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 16,035\text{KN}$$

$$R_A=8,0175\text{KN}$$

$$R_B=8,0175\text{KN}$$

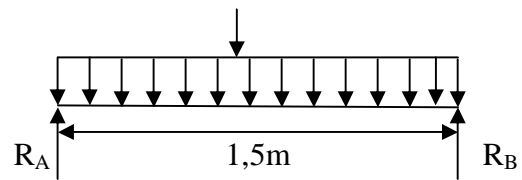


Fig.III-38 : Schéma statique de l'escalier

2-Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,5\text{m}$

-Effort tranchant :

$$T_y = 10,69 \cdot x - 8,0175$$

$$\longrightarrow T_y = -8,0175\text{KN} \dots\dots\dots\text{pour } x = 0$$

$$T_y = 8,0175\text{KN} \dots\dots\dots\text{pour } x = 1,5\text{m}$$

-Moment fléchissant :

$$M_z = -5,345 \cdot x^2 + 8,0175 \cdot x$$

$$\longrightarrow M_z = 0 \dots\dots\dots\text{pour } x = 0$$

$$M_z = 0 \dots\dots\dots\text{pour } x = 1,5\text{m}$$

-Moment fléchissant maximum :

$$M_z^{\max} \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow x = 0,75\text{m}$$

$$\longrightarrow M_z^{\max} = 3,01 \text{ KN.m}$$

Les moments corrigés :

-Aux appuis :

$$M_{sa} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \cdot 3,01 = -0,90 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_{st} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \cdot 3,01 = 2,56 \text{ KN.m}$$

3-Diagrammes des sollicitations :

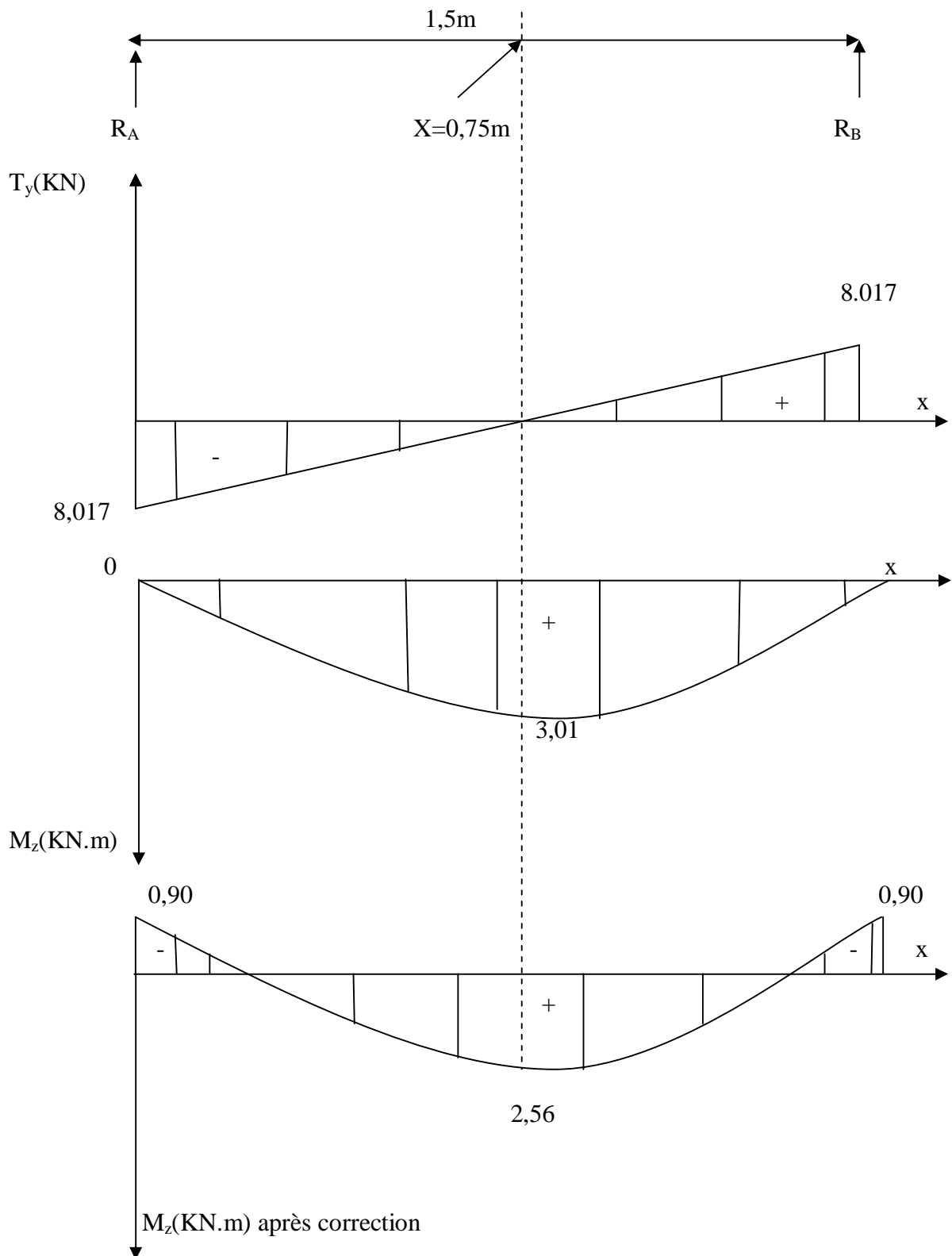


Fig. III-39 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier de RDC a'ELS.

4-Ferraillage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

1-Armatures longitudinales :

- **Aux appuis :**

$$m_{1a} = \frac{M_{sa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,9}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,004$$

$$m_{1a} = 0,004 < m_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$m_{1a} = 0,004 \longrightarrow b_1 = 0,898$$

$$A_{sa} = \frac{M_{sa}}{b_1 \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{0,9 \cdot 10^5}{0,898 \cdot 13 \cdot 348 \cdot 10^2} = 0,22 \text{cm}^2$$

$$\text{.soit : } A_{sa} < 2,51 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- **En travée :**

$$m_{1t} = \frac{M_{st}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,56}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,011$$

$$m_{1t} = 0,011 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$m_{1t} = 0,011 \longrightarrow b = 0,847$$

$$A_{st} = \frac{2,56 \cdot 10^5}{0,847 \cdot 13 \cdot 348 \cdot 10^2} = 0,67 \text{cm}^2$$

$$A_{st} < 3,93 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

5-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

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

- **En travée :**

La section adoptée à l'ELU en travée est :

$$A_{st} = 3,93 \text{cm}^2 = 5 \text{HA}10/\text{ml}$$

$$M_{st}^{\max} = 2,56 \text{KN.m}$$

$$r_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0,302$$

$$r_1 = 0,302 \xrightarrow{\text{tableau}} b_1 = 0,913 ; a_1 = 0,261$$

$$K = \frac{a_1}{15(1-a_1)} = \frac{0,261}{15(1-0,261)} = 0,0235$$

$$s_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{b_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{2,56 \times 10^6}{0,913 \times 130 \times 3,93 \times 10^2} = 54,88 \text{ MPa}$$

$$s_{st} = 54,88 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$s_{bc} = k \cdot s_{st} = 0,0235 \times 54,88 = 1,29 \text{ MPa} \text{ p } 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

La section adoptée à l'ELU aux appuis est :

$$A_{sa} = 2,51 \text{ cm}^2 = 5 \text{ HA8/ml}$$

$$M_{sa} = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,193$$

$$r_1 = 0,193 \xrightarrow{\text{tableau}} b_1 = 0,929 ; a_1 = 0,213$$

$$K = \frac{a_1}{15(1-a_1)} = \frac{0,213}{15(1-0,213)} = 0,018$$

$$s_{sa} = \frac{M_{sa}^{ser}}{b_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{0,9 \times 10^6}{0,929 \times 130 \times 2,51 \times 10^2} = 29,68 \text{ MPa}$$

$$s_{sa} = 29,68 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$s_{bc} = k \cdot s_{sa} = 0,018 \times 29,68 = 0,53 \text{ MPa} \text{ p } 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

6-Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{150}{500} = 0,3 \text{ cm}$$

$$E_v = 10818,88 \text{ MPa} \quad ; \quad M_t^s = 2,56 \text{ KN.m} \quad ; \quad l = 1,5 \text{ cm.}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + m \cdot l_v}$$

$$r = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{3,93}{100 \times 13} = 0,00302$$

$$y_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{100 \cdot 15^2 / 2 + 15 \times 3,93 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 3,93} = 7,71 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 7,71 = 7,29 \text{ cm}$$

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_t = 1558,95 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{2,56 \cdot 10^6}{0,914 \cdot 130 \cdot 3,93 \cdot 10^2} = 54,82 \text{ MPa}$$

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = (7,71^3 + 7,29^3) \cdot \frac{100}{3} + 15 \cdot 3,93 \cdot (7,29 - 2)^2$$

$$I_0 = 29840,81 \text{ cm}^4$$

$$l_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b / b) \cdot r} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,00302} = 2,78$$

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

$$m = \max \left\{ 0, 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,302 \times 54,82 + 2,1} \right\} = 0,046$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + m \cdot l_v} = \frac{1,1 \cdot 29840,81}{1 + 0,046 \cdot 2,78} = 29103,18 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{2,56 \times 10^5 \times 150^2}{10 \times 1081888 \cdot 10^2 \times 2910318} = 0,22 \text{ cm}$$

Donc : $f = 0,018 \text{ cm} < \bar{f} = 0,3 \text{ cm}$ condition vérifiée

La flèche est admissible.

g) Ferrailage des escaliers :

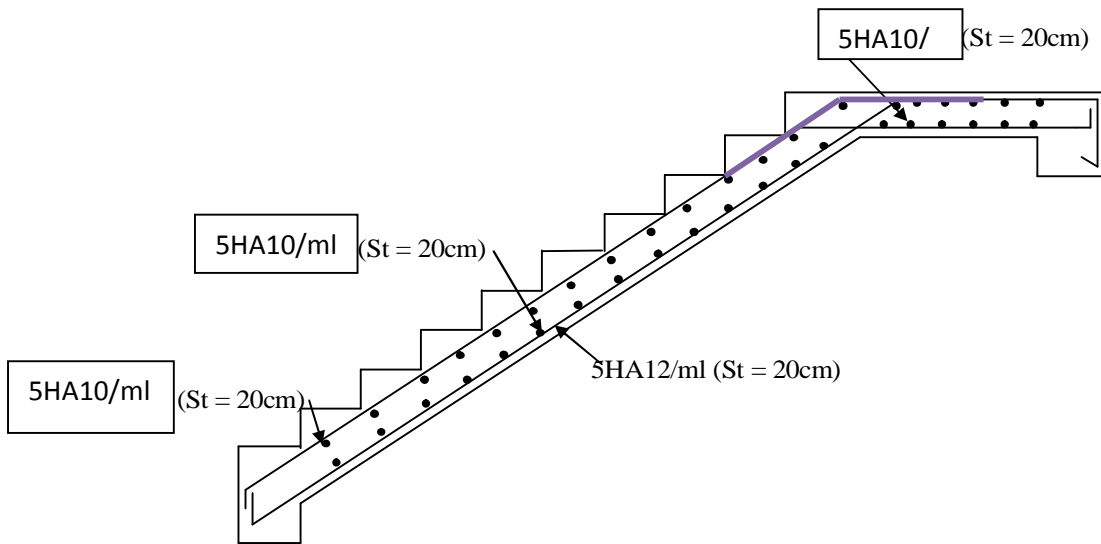


Fig.III-40 : Schéma de ferrailage de l'escalier de l'étage courant

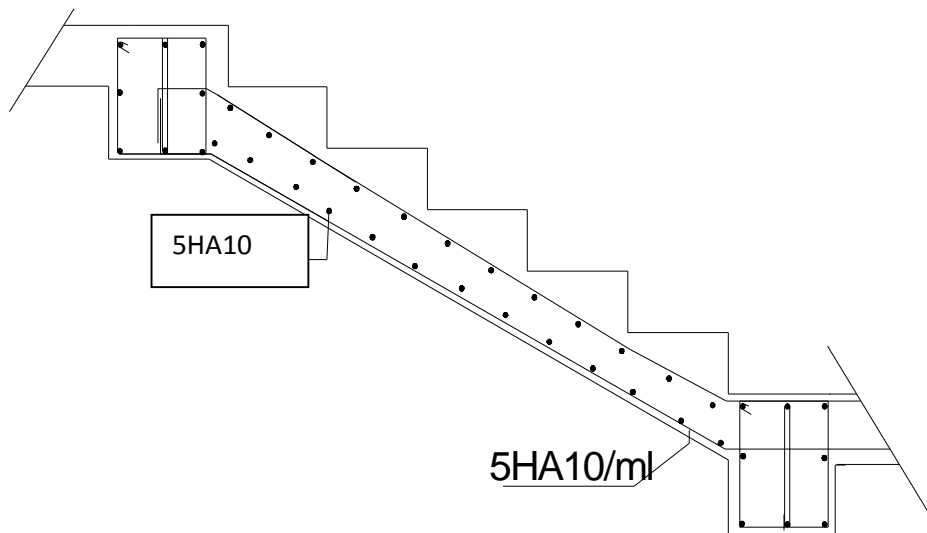


Fig.III-41 : Schéma de ferrailage de l'escalier de RDC

III-6) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme semi encastrée à ses deux extrémités.

III-6-1) Dimensionnement :

$L = 3.05 - 0.3 = 2,75\text{m}$: Portée libre de la poutre

1-Hauteur de la poutre palière :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \longrightarrow 18,33\text{cm} \leq h_t \leq 27,5\text{cm}.$$

A priori compte tenu des exigences de RPA, on prend une hauteur de la poutre : $h_t = 30\text{cm}$

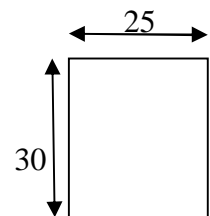
2- Largeur de la poutre palière :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \longrightarrow 12\text{cm} < b \leq 21\text{cm}$$

Compte tenu des exigences de RPA on prend : $b = 25\text{cm}$.

On a :

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$



Donc la poutre palière a pour dimensions : $(bxh) = (25 \times 30)\text{cm}^2$

III-6-2) Détermination des charges et surcharges :**-Poids propre :**

$$G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ KN/ml.}$$

-Réactions d'appuis de palier :

$$\text{A l'ELU : } R_B^U = 28,12 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } R_B^S = 20,27 \text{ KN/ml.}$$

III-6-3) Combinaison des charges et surcharges:

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1,35G + R_B^U = 1,35 \cdot 1,875 + 28,12 = 30,65 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 30,65 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + R_B^S = 1,875 + 20,27 = 22,14 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 22,14 \text{ KN/ml}$$

III-6-4) Schémas statiques:

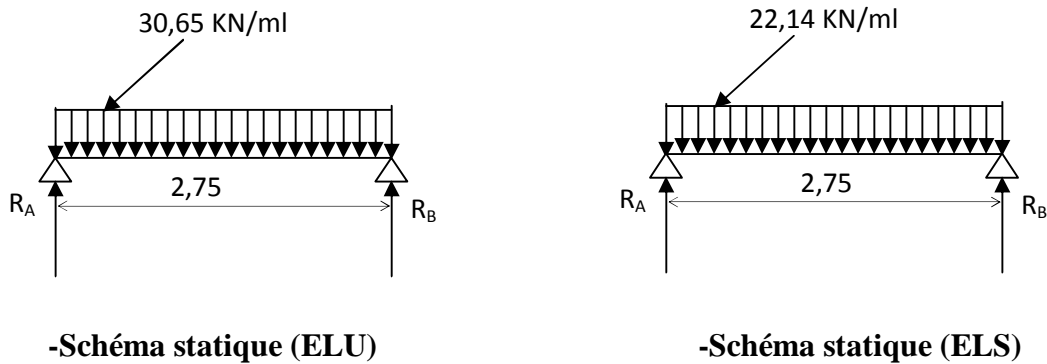


Fig. III-42 : Schéma statique de la poutre palière

1) A l'ELU :**Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{30,65 \cdot 2,75}{2} = 42,14 \text{ kN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{30,65 \cdot (2,75)^2}{8} = 28,97 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes :

Moments corrigés :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 0,85 \times 28,97 = 24,63 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \cdot M_{\max} = -0,3 \times 28,97 = -8,69 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_U^{\max} = 42,14 \text{ kN.}$$

2) A l'ELS :**Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{22,14 \cdot 2,75}{2} = 30,44 \text{ kN.}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{22,14 \cdot (2,75)^2}{8} = 20,92 \text{KN.m}$$

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85 \cdot 20,92 = 17,79 \text{KN.m}$

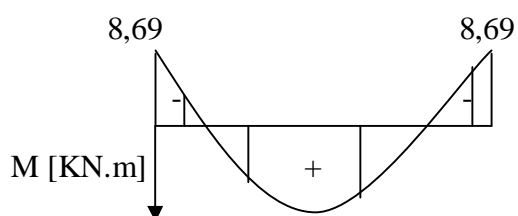
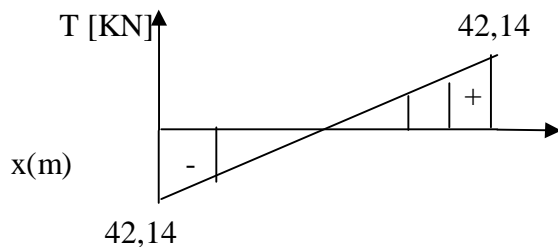
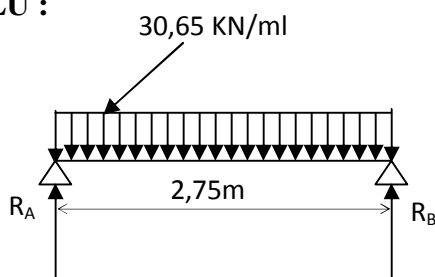
Aux appuis : $M_a = -0,3 \cdot 20,92 = -6,28 \text{KN.m}$

Effort tranchant :

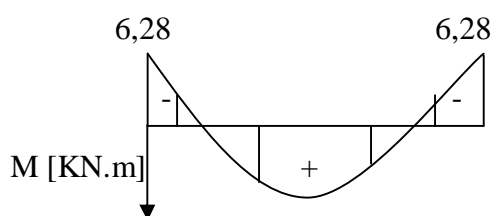
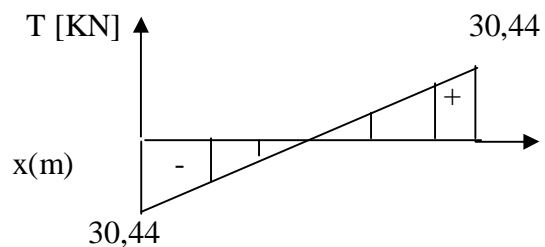
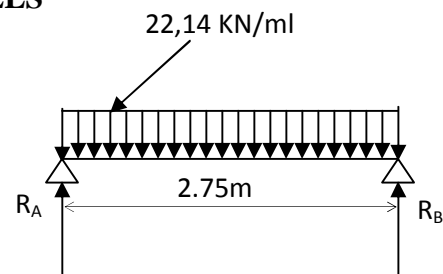
$$T_S^{\max} = 30,44 \text{KN.}$$

III-6-5) Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

***A l'ELU :**



*** A l'ELS**



24,63

17,79

-Fig. III-43 :

III-6-6) Ferrailage :

Tableau. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

III-6-7) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :

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

$$A_{\min} \geq 0,23.27.25. \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2$$

En travée :

$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis :

$A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL91 modifié 99Art.5.1.2.1) :

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

Zone	M _u (KN.m)	m	b	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée	24,63	0,095	0,949	2,76	3HA12 = 3,39cm ²
Appuis	8,69	0,033	0,983	0,94	3HA12 = 3.39cm ²

$$t_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{42,14.10^3}{0,25 \times 0,27.10^6} = 0,62 \text{ p } 3,33 \text{ MPa} \text{condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u = 42,14\text{KN} \leq 0,4 \times 0,9 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{g_s}$$

$$T_u = 42,14\text{KN} \leq 528,3\text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Influence de l'effort tranchant T_u sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_U}{0,9 \cdot d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(42,14 + \frac{8,69}{0,9 \cdot 0,27} \right) = 0,22\text{cm}^2$$

$$A_a = 2,35\text{cm}^2 > 0,22\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :

$$t_{se} = \frac{T_{ua}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{42,14 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 94,2} = 1,84\text{MPa}$$

$$t_{se} = 1,84\text{MPa} < \bar{t}_{su} = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

f) Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99Art-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec } t_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$\text{Pour } f = 1\text{cm} \rightarrow L_s = 35\text{cm} > b = 30\text{cm.}$$

Donc nous adapterons pour des raisons pratiques un crochet normal d'une longueur qui sera calculée comme suit :

-Aux appuis : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 35 = 14\text{cm.}$

g) Calcul des armatures transversales :

-Diamètre :

$$f \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, f_1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1,2 \right\} = 0,857\text{cm}$$

On va prendre le diamètre des cadres et étriers : f_8

h) Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

$$-St_1 \leq St_{\max} = \min \{0,9 \cdot d; 40\text{cm}\} = 24,3\text{cm}$$

$$- St_2 \leq \frac{At \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{3,39 \times 400}{0,4 \times 25} = 135,6\text{cm}$$

$$-St_3 \leq \frac{0,8.A_t.f_e}{b(t_u - 0,3.f_{t28})} = \frac{0,8.3,39.400}{25(0,636 - 0,3 \times 2,1)} = 7232 \text{ cm}$$

***Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

Zone nodale : $-St_4 \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12f; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm.}$

Soit $S_t \leq \min \{St_1; St_2; St_3; St_4\} = 7,5 \text{ cm.}$

S_t = 7cm.

Zone courante : $St_5 \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm.}$

Soit $S_t \leq \min \{St_1; St_2; St_3; St_5\} = 15 \text{ cm.}$

S_t = 15cm.

-Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_{\min} = 0,003.S_t.b = 0,003.15.25 = 1,125 \text{ cm}^2$

$A_{\min} < \{A_t, A_a\}$condition vérifiée.

III-6-8) Vérification à l'ELS :

a) Les réactions d'appuis : $R_A = R_B = 30,44 \text{ KN}$

b) Les moments corrigés :

$M_t = 17,79 \text{ KN.m}$, $M_a = -6,28 \text{ KN.m}$

c) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ et $s_s < \bar{s}_{st} = 400 \text{ MPa.}$

$r_1 = \frac{100.A_{adop}}{b.d}$; $K = \frac{a_1}{15(1-a_1)}$; $s_s = \frac{M_s}{A_s.b_1.d}$; $s_{bc} = K.s_s$

Tableau. III -5: Calcul des armatures longitudinales à l'ELS

Zone	M _S (KN.m)	m	A _S (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	r ₁	a ₁	b ₁	K	s _s	s _{bc}
Travée	17,79	0,069	2,56	3HA12=3,39	0,502	0,321	0,751	0,0315	205,41	6,47
Appui	6,28	0,024	0,83	3HA12=3.39	0,502	0,321	0,751	0,0315	37.31	17

$$s_{bc} < \bar{s}_{bc} \quad \text{et} \quad s_s < \bar{s}_{st}$$

Donc les conditions dans le béton et l'acier sont vérifiées.

d/ calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{275}{500} = 0,55 \text{ cm}$$

$$E_v = 10818,88 \text{ MPa} \quad ; \quad M_t^s = 17,79 \text{ KN.m} \quad ; \quad l = 275 \text{ cm.}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + m \cdot I_v}$$

$$r = 100 \frac{A}{b \cdot d} = \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,502$$

$$y_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{25 \cdot 30^2 / 2 + 15 \times 3,39 \times 27}{25 \times 30 + 15 \times 3,39} = 15,76 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 30 - 15,76 = 14,24 \text{ cm}$$

$$B_0 = bh + 15A_t = 800,85 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M_t s}{\beta d A_t} = \frac{17,79 \cdot 10^6}{0,751 \cdot 270 \cdot 3,39 \cdot 10^2} = 158,8 \text{ MPa}$$

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15 \cdot A_{st} (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = (15,76^3 + 14,24^3) \cdot \frac{25}{3} + 15 \cdot 3,39 (14,24 - 3)^2$$

$$I_0 = 63107,466 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b / b) \cdot r} = \frac{0,02 \times 2,1}{5 \times 0,502} = 0,01673$$

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

$$m = \max \left\{ 0,1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,502 \times 205,41 + 2,1} \right\} = 0,0089$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + m \cdot I_v} = 69407,88 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{17,79 \times 10^5 \times 275^2}{10 \times 1081888 \cdot 10^2 \times 69407,88} = 0,18 \text{ cm}$$

Donc $f = 0,18 \text{ cm} < \bar{f} = 0,55 \text{ cm}$ condition vérifiée.

La flèche est admissible.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

CONCLUSION :

Suite a toutes les vérifications précédentes qu'on a faites on adoptera le ferrailage suivant :

L'acrotère : 5HA10/ml et 5HA8/ml

Plancher en corps creux :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis soudé de maille (200x200 mm²). Le diamètre des aciers est de 4mm soit une section de 0,63cm²/ml.

Ferrailage de la poutrelle :

1-Les armatures nécessaires (traction) :

On adopte $A_{st} = 3HA10/ml = 2.36cm^2$

appui $1HA12=1.13cm^2$

2-La section des armatures transversales :

$A_t = 2\emptyset6/m = 0,56cm^2$

Plancher en dalle pleine : Toutes les sections calculées sont inférieures à la section minimale donc on opte pour A_{min} .

Pour les armatures inférieures : 5HA10/ml=3.93cm²

- Pour les armatures supérieures : 5HA10/ml=3.93cm²

Dalle pleine de la salle Machine :

Ferrailage :ⁱ

1 -Sens de la petite portée x-x :

- **En travée** : 5HA10 /ml=3.93cm²
- **Aux appuis** : 5HA8 /ml=2.51cm²

2-Sens de la grande portée y-y :

- **En travée** : 5HA10/ml=3.93cm²
- **Aux appuis** : 5HA8 /ml=2.51cm²

Ferrailage de la cage d'ascenseur

Voile sens Longitudinal :

Les escaliers :**Ferraillage des escaliers de R.D.C :****1-Armatures longitudinales :**

- **Aux appuis :** 5HA8/ml = 2.51cm²
- **En travée :** 5HA12/ml = 5.65cm²

2-Armatures de répartition :

- **Aux appuis :** 5HA8/ml = 2.51cm²
- **En travée :** 5HA8/ml = 2.51cm²

Ferraillage des escaliers d'étage courant:**1-Armatures longitudinales :**

- **Aux appuis :** 4HA8/ml = 2.01cm²
- **En travée :** 5HA10/ml = 3.93cm²

2-Armatures de répartition :

- **Aux appuis :** 5HA8/ml = 2.51cm²
- **En travée :** 5HA8/ml = 2.51cm²

La poutre palière :

Travée : 3HA12/ml = 3.39cm²

Appuis : 3HA12/ml = 3.39cm²

CHAPITRE IV

ETUDE DE CONTREVENTEMENT

VI.1. Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- du système « poteaux poutres » formant portiques étagés,
- des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans le règlement parasismique algérien RPA 99 révisé 2003 (Art 3.4) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur Fiabilité.

Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer « une inertie fictive »

IV.2. Inertie des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

a) Les refends longitudinaux :

$$\left. \begin{array}{l} I_y = e l^3 / 12 \\ I_x = l e^3 / 12 \ll I_y \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Les refends transversaux

$$\left. \begin{array}{l} I_x = e l^3 / 12 \\ I_y = l e^3 / 12 \ll I_x \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe Y.}$$

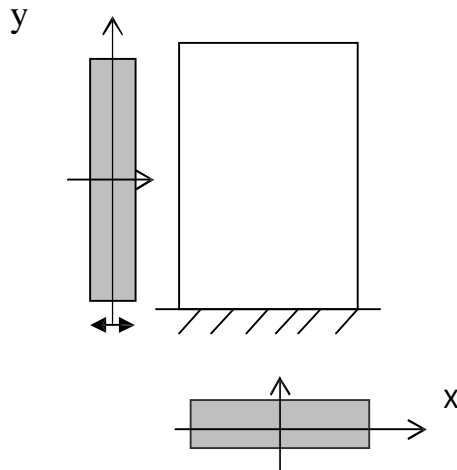


Fig. IV.2. Vue en plan et en coupe

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assurer la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les Niveaux, cette longueur sera celle mesurée au dernier niveau où la section des poteaux est (30x30)

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent :

voile	L(m)	ep(m)	Ix	Ix (m ⁴)
VT1	2.5	0.2	0.26	11.36
VT2	3.5	0.2	0.71	
VT3	3.5	0.2	0.71	
VT4	2.5	0.2	0.26	
VT5	3.8	0.2	0.91	
VT6	3.8	0.2	0.91	
VT7	3.8	0.2	0.91	
VT8	3.8	0.2	0.91	
VT9	3.8	0.2	0.91	
VT10	3.8	0.2	0.91	
VT11	3.8	0.2	0.91	
VT12	3.8	0.2	0.91	
VT13	2.5	0.2	0.26	
VT14	3.5	0.2	0.71	
VT15	3.5	0.2	0.71	
VT16	2.5	0.2	0.26	
VT17	2	0.15	0.1	
VT18	2	0.15	0.1	

Tableau IV.1 : Inertie des voiles transversaux

voile	L(m)	ep(m)	I _x	I _x (m ⁴)
VL1	3.7	0.2	0.84	6.74
VL2	3.45	0.2	0.68	
VL3	3.7	0.2	0.84	
VL4	3.45	0.2	0.68	
VL5	1.8	0.2	0.0972	
VL6	1.15	0.15	0.019	
VL7	1.15	0.15	0.019	
VL8	1.8	0.2	0.0972	
VL9	3.7	0.2	0.84	
VL10	3.45	0.2	0.68	
VL11	3.7	0.2	0.84	
VL12	3.45	0.2	0.68	
L15	2.05	0.15	0.107	
VL16	2.05	0.15	0.107	
VL17	2.05	0.15	0.107	
VL18	2.05	0.15	0.107	

Tableau IV.2 : Inertie des voiles longitudinaux

IV.3. Interaction voiles portiques :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer des déplacement de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à **1 tonnes**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à

1 m⁴, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

IV.3.1. Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = f_i / \sum D_i$$

I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n

f_i : Flèche du refend au même niveau n

Δ_i : Déplacement du portique au niveau n

a) Calcul des flèches dans les refends :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ».

La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$F_i = \sum s_i d_i / E.I$$

S_i : Surface du trapèze

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré

Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S_i = (b_i + b_{i+1}) x h / 2$$

La distance du CDG d'un trapèze :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{(3b_i + b_{i+1})} x h$$

Le tableau suivant donne les aires ((S_i) et la position du centre de gravité ((d_i) par Diagramme des moments :

Niveau	h (m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	S_i (m ²)	d_i (m)	$S_i \times d_i$	$\sum S_i \times d_i = EI f_i$
14	3.00	3.00	0.00	4.50	2.00	9.00	207303.0
13	3.00	9.00	3.00	18.00	2.1	37.80	190054.0
12	3.00	18.00	9.00	40.50	2.14	86.67	172193.2
11	3.00	30.00	18.00	72.00	2.16	155.52	154415.6
10	3.00	45.00	30.00	112.50	2.18	245.25	135094.7
09	3.00	63.00	45.00	162.00	2.19	354.78	119368.6
08	3.00	90.00	63.00	229.50	2.19	502.60	99752.50
07	3.00	108.00	90.00	297.00	2.21	656.37	86013.99
06	3.00	135.00	108.00	364.50	2.21	805.54	65874.80
05	3.00	165.00	135.00	450.00	2.21	994.50	55102.57
04	3.00	198.00	165.00	544.50	2.22	1208.79	41468.00
03	3.00	234.00	198.00	648.00	2.22	1438.56	29250.18
02	3.00	273.00	234.00	760.50	2.22	1688.31	18829.90
01	3.00	315.00	273.00	882.00	2.22	1958.04	10274.60
RDC	4.08	361.08	315.00	1379.20	3.03	4178.97	4178.970

Tableau IV.3 : Valeurs de la flèche pour chaque niveau

$$F_{rdc} = (1379.2 \times 3.03) / EI = 4178.97 / EI$$

$$F_1 = [(1379.2 \times 6.03) + (882 \times 2.22)] / EI = 10274.62 / EI$$

$$F_2 = [(1379.2 \times 9.03) + (882 \times 5.22) + (760.5 \times 2.22)] / EI = 18829.30 / EI$$

.

.

.

.

$$F_{14}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau .On obtient alors les résultats montrés sur le tableau VI.3

b) **Calcul des déplacements des portiques :**

Le déplacement de chaque niveau :

$$D_n = y \cdot h$$

Avec : $E \Psi_n = [M_n / 12 \sum K_{pn}] + (E\theta_n + E\theta_{n-1}) / 2$

La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau :

$$E \theta_1 = (M_1 + M_2) / (24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1})$$

La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E \theta_1 = (M_1 + M_2) / 24 \sum K_{t1}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E \theta_n = (M_n + M_{n+1}) / 24 \sum K_{tn}$$

Avec : $M_n = T_n \cdot h$ T_n : effort tranchant au niveau « n ».

$\sum K_m$: Somme des raideurs des poutres du n niveau $K_t = I_t / L$

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du n niveau $K_p = I_p / h$

h : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

c) Inertie fictive des portiques :

Sens longitudinal :

NIV	ΣK_t	ΣK_p	Mn	Mn+1	Eqn	Eqn-1	Ey	Di	ΣD_i	f_i	I_{ei}
14	0.021	0.011	3	0.0	5.95	17.85	34.62	103.88	8607.05	207303.0	24.1
13	0.021	0.011	6	3	17.85	29.76	69.26	207.78	8503.17	190054.0	22.3
12	0.021	0.011	9	6	29.76	41.66	103.89	311.67	8295.39	172193.2	20.7
11	0.021	0.011	12	9	41.66	62.50	142.99	428.97	7983.72	154415.6	19.3
10	0.035	0.021	15	12	62.50	76.38	128.96	386.88	7554.75	135094.7	17.8
09	0.035	0.021	18	15	76.38	90.27	154.75	464.25	7167.87	119368.6	16.6
08	0.035	0.021	21	18	90.27	104.16	180.55	541.65	6703.62	99752.50	14.8
07	0.035	0.021	24	21	104.16	118.05	206.34	619.05	6161.97	86013.99	13.9
06	0.035	0.021	27	24	118.05	131.94	232.14	696.42	5542.92	65874.80	11.8
05	0.035	0.021	30	27	131.94	145.83	257.93	773.79	4846.5	55102.57	11.3
04	0.035	0.021	33	30	145.83	159.72	283.72	851.16	4072.71	41468.00	10.1
03	0.018	0.035	36	33	159.72	160.25	245.70	737.1	3221.55	29250.18	9.1
02	0.0195	0.037	39	36	160.25	173.07	254.50	763.5	2484.45	18829.90	7.5
01	0.0195	0.037	42	39	173.07	168.73	265.49	796.47	1720.95	10274.60	5.9
RDC	0.0195	0.027	46.08	42	168.73	00	226.59	924.48	924.48	4178.970	4.5

Tableau IV.4 : Inerties fictives des portiques (sens longitudinal)

Sens transversal

NIV	ΣK_t	ΣK_p	Mn	Mn+1	Eq_n	Eq_{n-1}	E_y	Di	ΣDi	f_i	l_{ei}
14	0.015	0.011	3	00	8.33	25	33.33	99.99	12348.85	207303.0	16.8
13	0.015	0.011	6	3	25	41.66	66.66	199.98	12248.86	190054.0	15.5
12	0.015	0.011	9	6	41.66	58.33	99.99	299.97	12048.88	172193.2	14.3
11	0.015	0.011	12	9	58.33	62.5	127.08	381.24	11748.91	207303.0	13.1
10	0.014	0.021	15	12	62.5	98.21	169.64	508.92	11367.67	135094.7	11.8
09	0.014	0.021	18	15	98.21	116.07	214.28	642.85	10858.75	119368.6	10.9
08	0.014	0.021	21	18	116.07	133.93	250.00	750.00	10215.9	99752.50	9.7
07	0.014	0.021	24	21	133.93	151.78	285.71	857.13	9465.9	86013.99	9.0
06	0.014	0.021	27	24	151.78	169.64	321.42	964.26	8608.77	65874.80	7.6
05	0.014	0.021	30	27	169.64	187.5	357.14	1071.42	7644.51	55102.57	7.2
04	0.014	0.021	33	30	187.5	203.9	392.13	1176.39	6568.12	41468.00	6.3
03	0.0141	0.035	36	33	203.9	208.33	418.88	1256.64	5391.73	29250.18	5.4
02	0.015	0.037	39	36	208.33	225.00	433.33	1299.99	4135.1	18829.90	4.5
01	0.015	0.037	42	39	225.00	212.75	452.21	1356.63	2835.1	10274.60	3.6
RDC	0.015	0.027	46.08	42	212.75	00	362.37	1478.47	1478.47	4178.970	2.82

Tableau IV.5: Inerties fictives des portiques (sens transversal)

d) Inerties moyennes des portiques :

Sens Longitudinal : (Tableau VI.6)

niveau	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
I_{ex} (m⁴)	24.1	22.3	20.7	19.3	17.8	16.6	14.8	13.9	11.8	11.3	10.1	9.1	7.5	5.9	4.5
I_{moy} (m⁴)	13.02														

Sens Transversal: (Tableau VI.7)

niveau	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
I_{ex} (m⁴)	16.8	15.5	14.3	13.1	11.8	10.9	9.7	9.0	7.6	7.2	6.3	5.4	4.5	3.6	2.82
I_{moy}(m⁴)	9.24														

e) Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Sens transversal : (Tableau VI.8)

	I_{moy} par niveau (m⁴)	% de participation
Portiques	9.24	44.85%
Voiles	11.36	55.14%
Somme	20.6	100 %

Sens longitudinal : (Tableau VI.9)

	I_{moy} par niveau (m⁴)	% de participation
Portiques	13.02	65.89%
Voiles	6.74	34.11%
Somme	19.76	100 %

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que longitudinal.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique (4a)** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement $R = 5$ (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003).

Rappel :

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, le RPA recommande ce qui suit :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales ;

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

CHAPITRE V :

FICHER DE DONNEE

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE

DES ELEMENTS

IV.1. Caractéristiques géométriques des éléments :

Calcul du centre de masse :

Le centre de masse noté G, est définie comme étant le barycentre des masses des éléments de la structure par rapport à un système d'axe (xoy) choisi arbitrairement, il est donné par les formules suivantes :

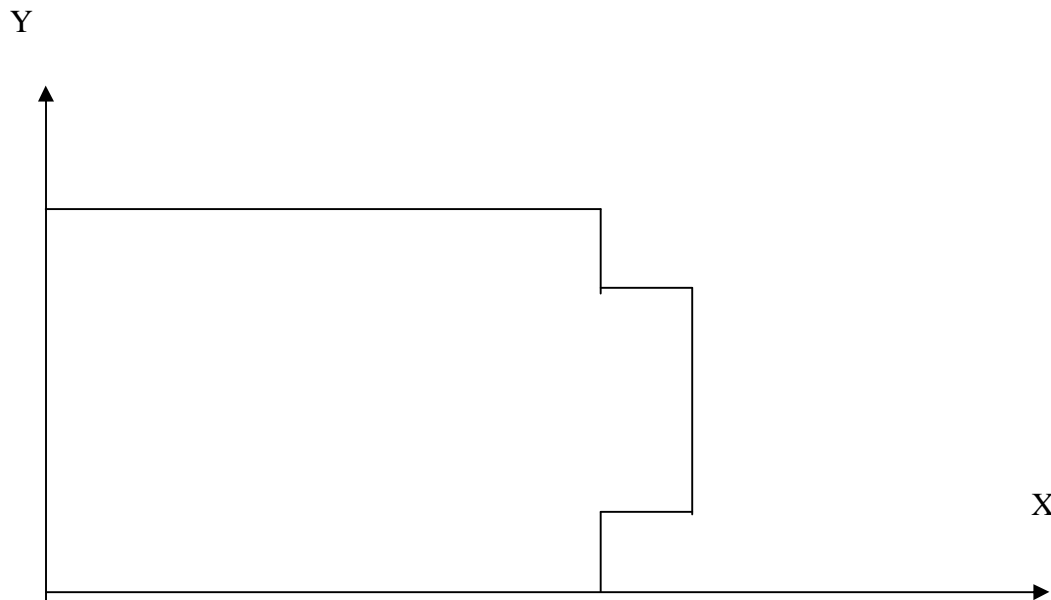
$$X_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

Où m_i : Masse de l'élément considéré.

X_i : La distance entre l'axe (o.y) et le centre de gravité de l'élément considéré.

Y_i : La distance entre l'axe (o.x) et le centre de gravité de l'élément considéré.



Les centres de masse des différents éléments sont résumés dans les tableaux suivants :

Centre de masse des poteaux des étages RDC								
Portques	Poteaux	Section	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
A	1	40x40	0.16	16.32	0.2	0.2	3.264	3.264
	2		0.16	16.32	3.9	0.2	63.648	3.264
	3		0.16	16.32	7.7	0.2	125.664	3.264
	4		0.16	16.32	11.1	0.2	181.152	3.264
	5		0.16	16.32	14.15	0.2	230.928	3.264
	6		0.16	16.32	17.55	0.2	286.416	3.264
	7		0.16	16.32	21.65	0.2	353.328	3.264
	8		0.16	16.32	25.1	0.2	409.632	3.264
B	1	40x40	0.16	16.32	0.2	3.7	3.264	60.384
	2		0.16	16.32	3.9	3.7	63.648	60.384
	3		0.16	16.32	7.7	3.7	125.664	60.384
	4		0.16	16.32	11.1	3.7	181.152	60.384
	5		0.16	16.32	14.15	3.7	230.928	60.384
	6		0.16	16.32	17.55	3.7	286.416	60.384
	7		0.16	16.32	21.65	3.7	353.328	60.384
	8		0.16	16.32	25.1	3.7	409.632	60.384
C	1	40x40	0.16	16.32	0.2	7.5	3.264	122.4
	2		0.16	16.32	3.9	7.5	63.648	122.4
	3		0.16	16.32	7.7	7.5	125.664	122.4
	4		0.16	16.32	11.1	7.5	181.152	122.4
	5		0.16	16.32	14.15	7.5	230.928	122.4
	6		0.16	16.32	17.55	7.5	286.416	122.4
	7		0.16	16.32	21.65	7.5	353.328	122.4
	8		0.16	16.32	25.1	7.5	409.632	122.4
d	2	40x40	0.16	16.32	3.9	10.15	63.648	165.648
	3		0.16	16.32	7.7	10.15	125.664	165.648
	6		0.16	16.32	17.55	10.15	286.416	165.648
	7		0	16.32	21.65	10.15	353.328	165.648
E	1	40x40	0.16	16.32	0.2	12.8	3.264	208.896
	2		0.16	16.32	3.9	12.8	63.648	208.896
	3		0.16	16.32	7.7	12.8	125.664	208.896
	4		0.16	16.32	11.1	12.8	181.152	208.896
	5		0.16	16.32	14.15	12.8	230.928	208.896
	6		0.16	16.32	17.55	12.8	286.416	208.896
	7		0.16	16.32	21.65	12.8	353.328	208.896
	8		0.16	16.32	25.1	12.8	409.632	208.896
F	1	40x40	0.16	16.32	0.2	16.6	3.264	270.912
	2		0.16	16.32	3.9	16.6	63.648	270.912
	3		0.16	16.32	7.7	16.6	125.664	270.912
	4		0.16	16.32	11.1	16.6	181.152	270.912
	5		0.16	16.32	14.15	16.6	230.928	270.912
	6		0.16	16.32	17.55	16.6	286.416	270.912
	7		0.16	16.32	21.65	16.6	353.328	270.912
	8		0.16	16.32	25.1	16.6	409.632	270.912
G	1	40x40	0.16	16.32	0.2	20.1	3.264	328.032
	2		0.16	16.32	3.9	20.1	63.648	328.032
	3		0.16	16.32	7.7	20.1	125.664	328.032
	4		0.16	16.32	11.1	20.1	181.152	328.032
	5		0.16	16.32	14.15	20.1	230.928	328.032
	6		0.16	16.32	17.55	20.1	286.416	328.032
	7		0.16	16.32	21.65	20.1	353.328	328.032
	8		0.16	16.32	25.1	20.1	409.632	328.032
				848.64			10753.25	8913.68

$$X_m = 10753.25 / 848.64 = 12.67 \text{ m} , Y_m = 8913.68 / 848.64 = 10.50 \text{ m}$$

Centre de masse des poteaux des étages 1 et 2									
Por ques	Poteaux	Section	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi	
A	1	40x40	0.16	12	0.2	0.2	2.4	2.4	
	2		0.16	12	3.9	0.2	46.8	2.4	
	3		0.16	12	7.7	0.2	92.4	2.4	
	4		0.16	12	11.1	0.2	133.2	2.4	
	5		0.16	12	14.15	0.2	169.8	2.4	
	6		0.16	12	17.55	0.2	210.6	2.4	
	7		0.16	12	21.65	0.2	259.8	2.4	
	8		0.16	12	25.1	0.2	301.2	2.4	
B	1	40x40	0.16	12	0.2	3.7	2.4	44.4	
	2		0.16	12	3.9	3.7	46.8	44.4	
	3		0.16	12	7.7	3.7	92.4	44.4	
	4		0.16	12	11.1	3.7	133.2	44.4	
	5		0.16	12	14.15	3.7	169.8	44.4	
	6		0.16	12	17.55	3.7	210.6	44.4	
	7		0.16	12	21.65	3.7	259.8	44.4	
	8		0.16	12	25.1	3.7	301.2	44.4	
C	1	40x40	0.16	12	0.2	7.5	2.4	90	
	2		0.16	12	3.9	7.5	46.8	90	
	3		0.16	12	7.7	7.5	92.4	90	
	4		0.16	12	11.1	7.5	133.2	90	
	5		0.16	12	14.15	7.5	169.8	90	
	6		0.16	12	17.55	7.5	210.6	90	
	7		0.16	12	21.65	7.5	259.8	90	
	8		0.16	12	25.1	7.5	301.2	90	
d	2	40x40	0.16	12	3.9	10.15	46.8	121.8	
	3		0.16	12	7.7	10.15	92.4	121.8	
	6		0.16	12	17.55	10.15	210.6	121.8	
	7		0.16	12	21.65	10.15	259.8	121.8	
E	1	40x40	0.16	12	0.2	12.8	2.4	153.6	
	2		0.16	12	3.9	12.8	46.8	153.6	
	3		0.16	12	7.7	12.8	92.4	153.6	
	4		0.16	12	11.1	12.8	133.2	153.6	
	5		0.16	12	14.15	12.8	169.8	153.6	
	6		0.16	12	17.55	12.8	210.6	153.6	
	7		0.16	12	21.65	12.8	259.8	153.6	
	8		0.16	12	25.1	12.8	301.2	153.6	
F	1	40x40	0.16	12	0.2	16.6	2.4	199.2	
	2		0.16	12	3.9	16.6	46.8	199.2	
	3		0.16	12	7.7	16.6	92.4	199.2	
	4		0.16	12	11.1	16.6	133.2	199.2	
	5		0.16	12	14.15	16.6	169.8	199.2	
	6		0.16	12	17.55	16.6	210.6	199.2	
	7		0.16	12	21.65	16.6	259.8	199.2	
	8		0.16	12	25.1	16.6	301.2	199.2	
G	1	40x40	0.16	12	0.2	20.1	2.4	241.2	
	2		0.16	12	3.9	20.1	46.8	241.2	
	3		0.16	12	7.7	20.1	92.4	241.2	
	4		0.16	12	11.1	20.1	133.2	241.2	
	5		0.16	12	14.15	20.1	169.8	241.2	
	6		0.16	12	17.55	20.1	210.6	241.2	
	7		0.16	12	21.65	20.1	259.8	241.2	
	8		0.16	12	25.1	20.1	301.2	241.2	
				624			7906.8	6333.6	

$$X_m = 7906.8 / 624 = 12.67 \text{ m} , Y_m = 6333.6 / 624 = 10.15 \text{ m}$$

Centre de masse des poteaux des étages 3à10									
Portiques	Poteaux	Section	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi	
A	1	35x35	0.1225	9.1875	0.2	0.2	1.8375	1.8375	
	2		0.1225	9.1875	3.9	0.2	35.83125	1.8375	
	3		0.1225	9.1875	7.7	0.2	70.74375	1.8375	
	4		0.1225	9.1875	11.1	0.2	101.98125	1.8375	
	5		0.1225	9.1875	14.15	0.2	130.003125	1.8375	
	6		0.1225	9.1875	17.55	0.2	161.240625	1.8375	
	7		0.1225	9.1875	21.65	0.2	198.909375	1.8375	
	8		0.1225	9.1875	25.1	0.2	230.60625	1.8375	
B	1	35x35	0.1225	9.1875	0.2	3.7	1.8375	33.99375	
	2		0.1225	9.1875	3.9	3.7	35.83125	33.99375	
	3		0.1225	9.1875	7.7	3.7	70.74375	33.99375	
	4		0.1225	9.1875	11.1	3.7	101.98125	33.99375	
	5		0.1225	9.1875	14.15	3.7	130.003125	33.99375	
	6		0.1225	9.1875	17.55	3.7	161.240625	33.99375	
	7		0.1225	9.1875	21.65	3.7	198.909375	33.99375	
	8		0.1225	9.1875	25.1	3.7	230.60625	33.99375	
C	1	35x35	0.1225	9.1875	0.2	7.5	1.8375	68.90625	
	2		0.1225	9.1875	3.9	7.5	35.83125	68.90625	
	3		0.1225	9.1875	7.7	7.5	70.74375	68.90625	
	4		0.1225	9.1875	11.1	7.5	101.98125	68.90625	
	5		0.1225	9.1875	14.15	7.5	130.003125	68.90625	
	6		0.1225	9.1875	17.55	7.5	161.240625	68.90625	
	7		0.1225	9.1875	21.65	7.5	198.909375	68.90625	
	8		0.1225	9.1875	25.1	7.5	230.60625	68.90625	
D	2	35x35	0.1225	9.1875	3.9	10.15	35.83125	93.253125	
	3		0.1225	9.1875	7.7	10.15	70.74375	93.253125	
	6		0.1225	9.1875	17.55	10.15	161.240625	93.253125	
	7		0.1225	9.1875	21.65	10.15	198.909375	93.253125	
E	1	35x35	0.1225	9.1875	0.2	12.8	1.8375	117.6	
	2		0.1225	9.1875	3.9	12.8	35.83125	117.6	
	3		0.1225	9.1875	7.7	12.8	70.74375	117.6	
	4		0.1225	9.1875	11.1	12.8	101.98125	117.6	
	5		0.1225	9.1875	14.15	12.8	130.003125	117.6	
	6		0.1225	9.1875	17.55	12.8	161.240625	117.6	
	7		0.1225	9.1875	21.65	12.8	198.909375	117.6	
	8		0.1225	9.1875	25.1	12.8	230.60625	117.6	
F	1	35x35	0.1225	9.1875	0.2	16.6	1.8375	152.5125	
	2		0.1225	9.1875	3.9	16.6	35.83125	152.5125	
	3		0.1225	9.1875	7.7	16.6	70.74375	152.5125	
	4		0.1225	9.1875	11.1	16.6	101.98125	152.5125	
	5		0.1225	9.1875	14.15	16.6	130.003125	152.5125	
	6		0.1225	9.1875	17.55	16.6	161.240625	152.5125	
	7		0.1225	9.1875	21.65	16.6	198.909375	152.5125	
	8		0.1225	9.1875	25.1	16.6	230.60625	152.5125	
G	1	35x35	0.1225	9.1875	0.2	20.1	1.8375	184.66875	
	2		0.1225	9.1875	3.9	20.1	35.83125	184.66875	
	3		0.1225	9.1875	7.7	20.1	70.74375	184.66875	
	4		0.1225	9.1875	11.1	20.1	101.98125	184.66875	
	5		0.1225	9.1875	14.15	20.1	130.003125	184.66875	
	6		0.1225	9.1875	17.55	20.1	161.240625	184.66875	
	7		0.1225	9.1875	21.65	20.1	198.909375	184.66875	
				459.375				5592.431	4662.65

$$X_m = 5592.43 / 459.375 = 12.17 \text{ m} \quad , \quad Y_m = 4662.65 / 459.375 = 10.15 \text{ m}$$

Centre de masse des poteaux des étages :11;12;13;14									
Por ques	Poteaux	Section	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi	
A	1	30x30	0.09	6.75	0.2	0.2	1.35	1.35	
	2		0.09	6.75	3.9	0.2	26.325	1.35	
	3		0.09	6.75	7.7	0.2	51.975	1.35	
	4		0.09	6.75	11.1	0.2	74.925	1.35	
	5		0.09	6.75	14.15	0.2	95.5125	1.35	
	6		0.09	6.75	17.55	0.2	118.4625	1.35	
	7		0.09	6.75	21.65	0.2	146.1375	1.35	
B	1	30x30	0.09	6.75	0.2	3.7	1.35	24.975	
	2		0.09	6.75	3.9	3.7	26.325	24.975	
	3		0.09	6.75	7.7	3.7	51.975	24.975	
	4		0.09	6.75	11.1	3.7	74.925	24.975	
	5		0.09	6.75	14.15	3.7	95.5125	24.975	
	6		0.09	6.75	17.55	3.7	118.4625	24.975	
	7		0.09	6.75	21.65	3.7	146.1375	24.975	
	8		0.09	6.75	25.1	3.7	169.425	24.975	
C	1	30x30	0.09	6.75	0.2	7.5	1.35	50.625	
	2		0.09	6.75	3.9	7.5	26.325	50.625	
	3		0.09	6.75	7.7	7.5	51.975	50.625	
	4		0.09	6.75	11.1	7.5	74.925	50.625	
	5		0.09	6.75	14.15	7.5	95.5125	50.625	
	6		0.09	6.75	17.55	7.5	118.4625	50.625	
	7		0.09	6.75	21.65	7.5	146.1375	50.625	
	8		0.09	6.75	25.1	7.5	169.425	50.625	
d	2	30x30	0.09	6.75	3.9	10.15	26.325	68.5125	
	3		0.09	6.75	7.7	10.15	51.975	68.5125	
	6		0.09	6.75	17.55	10.15	118.4625	68.5125	
	7		0.09	6.75	21.65	10.15	146.1375	68.5125	
E	1	30x30	0.09	6.75	0.2	12.8	1.35	86.4	
	2		0.09	6.75	3.9	12.8	26.325	86.4	
	3		0.09	6.75	7.7	12.8	51.975	86.4	
	4		0.09	6.75	11.1	12.8	74.925	86.4	
	5		0.09	6.75	14.15	12.8	95.5125	86.4	
	6		0.09	6.75	17.55	12.8	118.4625	86.4	
	7		0.09	6.75	21.65	12.8	146.1375	86.4	
	8		0.09	6.75	25.1	12.8	169.425	86.4	
F	1	30x30	0.09	6.75	0.2	16.6	1.35	112.05	
	2		0.09	6.75	3.9	16.6	26.325	112.05	
	3		0.09	6.75	7.7	16.6	51.975	112.05	
	4		0.09	6.75	11.1	16.6	74.925	112.05	
	5		0.09	6.75	14.15	16.6	95.5125	112.05	
	6		0.09	6.75	17.55	16.6	118.4625	112.05	
	7		0.09	6.75	21.65	16.6	146.1375	112.05	
	8		0.09	6.75	25.1	16.6	169.425	112.05	
G	1	30x30	0.09	6.75	0.2	20.1	1.35	135.675	
	2		0.09	6.75	3.9	20.1	26.325	135.675	
	3		0.09	6.75	7.7	20.1	51.975	135.675	
	4		0.09	6.75	11.1	20.1	74.925	135.675	
	5		0.09	6.75	14.15	20.1	95.5125	135.675	
	6		0.09	6.75	17.55	20.1	118.4625	135.675	
	7		0.09	6.75	21.65	20.1	146.1375	135.675	
							337.5	4108.73	3425.62

$$X_m = 4108.73 / 337.5 = 12.17 \text{ m} , Y_m = 3425.62 / 337.5 = 10.14 \text{ m}$$

Centre de masse des poutres secondaires (sens transversales) :RDC ;1;2								
Portiques	Poutres	Li (m)	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
1	1	3.5	0.105	9.1875	0.15	1.95	1.378125	17.915625
	2	3.8	0.105	9.975	0.15	5.6	1.49625	55.86
	5	3.8	0.105	9.975	0.15	14.7	1.49625	146.6325
	6	3.5	0.105	9.1875	0.15	18.35	1.378125	168.590625
2	1	3.5	0.105	9.1875	3.85	1.95	35.371875	17.915625
	2	3.8	0.105	9.975	3.85	5.6	38.40375	55.86
	3	2.65	0.105	6.95625	3.85	8.825	26.7815625	61.3889063
	4	2.65	0.105	6.95625	3.85	11.475	26.7815625	79.8229688
	5	3.8	0.105	9.975	3.85	14.7	38.40375	146.6325
	6	3.5	0.105	9.1875	3.85	15.35	35.371875	141.028125
3	1	3.5	0.105	9.1875	7.65	1.95	70.284375	17.915625
	2	3.8	0.105	9.975	7.65	5.6	76.30875	55.86
	3	2.65	0.105	6.95625	7.65	8.825	53.2153125	61.3889063
	4	2.65	0.105	6.95625	7.65	11.475	53.2153125	79.8229688
	5	3.8	0.105	9.975	7.65	14.7	76.30875	146.6325
	6	3.5	0.105	9.1875	7.65	15.35	70.284375	141.028125
4	1	3.5	0.105	9.1875	11.05	1.95	101.521875	17.915625
	2	3.8	0.105	9.975	11.05	5.6	110.22375	55.86
	5	3.8	0.105	9.975	11.05	14.7	110.22375	146.6325
	6	3.5	0.105	9.1875	11.05	18.35	101.521875	168.590625
5	1	3.5	0.105	9.1875	14.1	1.95	129.54375	17.915625
	2	3.8	0.105	9.975	14.1	5.6	140.6475	55.86
	5	3.8	0.105	9.975	14.1	14.7	140.6475	146.6325
	6	3.5	0.105	9.1875	14.1	18.35	129.54375	168.590625
6	1	3.5	0.105	9.1875	17.5	1.95	160.78125	17.915625
	2	3.8	0.105	9.975	17.5	5.6	174.5625	55.86
	3	2.65	0.105	6.95625	17.5	8.825	121.734375	61.3889063
	4	2.65	0.105	6.95625	17.5	11.475	121.734375	79.8229688
	5	3.8	0.105	9.975	17.5	14.7	174.5625	146.6325
	6	3.5	0.105	9.1875	17.5	15.35	160.78125	141.028125
7	1	3.5	0.105	9.1875	21.6	1.95	198.45	17.915625
	2	3.8	0.105	9.975	21.6	5.6	215.46	55.86
	3	2.65	0.105	6.95625	21.6	8.825	150.255	61.3889063
	4	2.65	0.105	6.95625	21.6	11.475	150.255	79.8229688
	5	3.8	0.105	9.975	21.6	14.7	215.46	146.6325
	6	3.5	0.105	9.1875	21.6	15.35	198.45	141.028125
8	1	3.5	0.105	9.1875	25.05	1.95	230.146875	17.915625
	2	3.8	0.105	9.975	25.05	5.6	249.87375	55.86
	5	3.8	0.105	9.975	25.05	14.7	249.87375	146.6325
	6	3.5	0.105	9.1875	25.05	18.35	230.146875	168.590625
				362.25			4572.88	3666.7

$$X_m = 4572.88 / 362.25 = 12.62 \text{ m} , Y_m = 3666.7 / 362.25 = 10.12 \text{ m}$$

Centre de masse des poutres secondaires (sens transversales) :3,4,...14								
Portiques	Poutres	Li (m)	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
1	1	3.5	0.105	9.1875	0.15	1.95	1.378125	17.915625
	2	3.8	0.105	9.975	0.15	5.6	1.49625	55.86
	5	3.8	0.105	9.975	0.15	14.7	1.49625	146.6325
	6	3.5	0.105	9.1875	0.15	18.35	1.378125	168.590625
2	1	3.5	0.105	9.1875	3.85	1.95	35.371875	17.915625
	2	3.8	0.105	9.975	3.85	5.6	38.40375	55.86
	3	2.65	0.105	6.95625	3.85	8.825	26.7815625	61.3889063
	4	2.65	0.105	6.95625	3.85	11.475	26.7815625	79.8229688
	5	3.8	0.105	9.975	3.85	14.7	38.40375	146.6325
	6	3.5	0.105	9.1875	3.85	15.35	35.371875	141.028125
3	1	3.5	0.105	9.1875	7.65	1.95	70.284375	17.915625
	2	3.8	0.105	9.975	7.65	5.6	76.30875	55.86
	3	2.65	0.105	6.95625	7.65	8.825	53.2153125	61.3889063
	4	2.65	0.105	6.95625	7.65	11.475	53.2153125	79.8229688
	5	3.8	0.105	9.975	7.65	14.7	76.30875	146.6325
	6	3.5	0.105	9.1875	7.65	15.35	70.284375	141.028125
4	1	3.5	0.105	9.1875	11.05	1.95	101.521875	17.915625
	2	3.8	0.105	9.975	11.05	5.6	110.22375	55.86
	5	3.8	0.105	9.975	11.05	14.7	110.22375	146.6325
	6	3.5	0.105	9.1875	11.05	18.35	101.521875	168.590625
5	1	3.5	0.105	9.1875	14.1	1.95	129.54375	17.915625
	2	3.8	0.105	9.975	14.1	5.6	140.6475	55.86
	5	3.8	0.105	9.975	14.1	14.7	140.6475	146.6325
	6	3.5	0.105	9.1875	14.1	18.35	129.54375	168.590625
6	1	3.5	0.105	9.1875	17.5	1.95	160.78125	17.915625
	2	3.8	0.105	9.975	17.5	5.6	174.5625	55.86
	3	2.65	0.105	6.95625	17.5	8.825	121.734375	61.3889063
	4	2.65	0.105	6.95625	17.5	11.475	121.734375	79.8229688
	5	3.8	0.105	9.975	17.5	14.7	174.5625	146.6325
	6	3.5	0.105	9.1875	17.5	15.35	160.78125	141.028125
7	1	3.5	0.105	9.1875	21.6	1.95	198.45	17.915625
	2	3.8	0.105	9.975	21.6	5.6	215.46	55.86
	3	2.65	0.105	6.95625	21.6	8.825	150.255	61.3889063
	4	2.65	0.105	6.95625	21.6	11.475	150.255	79.8229688
	5	3.8	0.105	9.975	21.6	14.7	215.46	146.6325
	6	3.5	0.105	9.1875	21.6	15.35	198.45	141.028125
8	2	3.8	0.105	9.975	25.05	5.6	249.87375	55.86
	5	3.8	0.105	9.975	25.05	14.7	249.87375	146.6325
				343.87			4112.52	3481.11

$${}^{22}X_m = 4112.52 / 343.87 = 11.96 \text{ m} , Y_m = 3481.11 / 343.87 = 10.12 \text{ m}$$

Centre de masse des poutres principales (sens longitudinal) : RDC ; 1;2								
Portiques	Poutres	Li (m)	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
A	1	3.7	0.12	11.1	2.05	0.125	22.755	1.3875
	2	3.8	0.12	11.4	5.8	0.125	66.12	1.425
	3	3.8	0.12	11.4	9.4	0.125	107.16	1.425
	4	3.05	0.12	9.15	12.625	0.125	115.51875	1.14375
	5	3.4	0.12	10.2	15.85	0.125	161.67	1.275
	6	4.1	0.12	12.3	19.5	0.125	239.85	1.5375
	7	3.45	0.12	10.35	23.375	0.125	241.93125	1.29375
B	1	3.7	0.12	11.1	2.05	1.87	22.755	20.757
	2	3.8	0.12	11.4	5.8	1.87	66.12	21.318
	3	3.8	0.12	11.4	9.4	1.87	107.16	21.318
	4	3.05	0.12	9.15	12.625	1.87	115.51875	17.1105
	5	3.4	0.12	10.2	15.85	1.87	161.67	19.074
	6	4.1	0.12	12.3	19.5	1.87	239.85	23.001
	7	3.45	0.12	10.35	23.375	1.87	241.93125	19.3545
C	1	3.7	0.12	11.1	2.05	5.67	22.755	62.937
	2	3.8	0.12	11.4	5.8	5.67	66.12	64.638
	3	3.8	0.12	11.4	9.4	5.67	107.16	64.638
	4	3.05	0.12	9.15	12.625	5.67	115.51875	51.8805
	5	3.4	0.12	10.2	15.85	5.67	161.67	57.834
	6	4.1	0.12	12.3	19.5	5.67	239.85	69.741
	7	3.45	0.12	10.35	23.375	5.67	241.93125	58.6845
D	2	3.8	0.12	11.4	3.95	6.99	45.03	79.686
	6	4.1	0.12	12.3	10.89	6.99	133.947	85.977
E	1	3.7	0.12	11.1	2.05	8.31	22.755	92.241
	2	3.8	0.12	11.4	5.8	8.31	66.12	94.734
	3	3.8	0.12	11.4	9.4	8.31	107.16	94.734
	4	3.05	0.12	9.15	12.625	8.31	115.51875	76.0365
	5	3.4	0.12	10.2	15.85	8.31	161.67	84.762
	6	4.1	0.12	12.3	19.5	8.31	239.85	102.213
	7	3.45	0.12	10.35	23.375	8.31	241.93125	86.0085
F	1	3.7	0.12	11.1	2.05	10.21	22.755	113.331
	2	3.8	0.12	11.4	5.8	10.21	66.12	116.394
	3	3.8	0.12	11.4	9.4	10.21	107.16	116.394
	4	3.05	0.12	9.15	12.625	10.21	115.51875	93.4215
	5	3.4	0.12	10.2	15.85	10.21	161.67	104.142
	6	4.1	0.12	12.3	19.5	10.21	239.85	125.583
	7	3.45	0.12	10.35	23.375	10.21	241.93125	105.6735
G	1	3.7	0.12	11.1	2.05	11.96	22.755	132.756
	2	3.8	0.12	11.4	5.8	11.96	66.12	136.344
	3	3.8	0.12	11.4	9.4	11.96	107.16	136.344
	4	3.05	0.12	9.15	12.625	11.96	115.51875	109.434
	5	3.4	0.12	10.2	15.85	11.96	161.67	121.992
	6	4.1	0.12	12.3	19.5	11.96	239.85	147.108
	7	3.45	0.12	10.35	23.375	11.96	241.93125	123.786
				479.1			3791.9	3560.87

$$X_m = 3791.9 / 479.1 = 8.00 \text{ m} , Y_m = 3560.87 / 479.1 = 7.43 \text{ m}$$

Centre de masse des poutres principales (sens longitudinal) :3,4,...14								
Portiques	Poutres	Li (m)	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
A	1	3.7	0.12	11.1	2.05	0.125	22.755	1.3875
	2	3.8	0.12	11.4	5.8	0.125	66.12	1.425
	3	3.8	0.12	11.4	9.4	0.125	107.16	1.425
	4	3.05	0.12	9.15	12.625	0.125	115.51875	1.14375
	5	3.4	0.12	10.2	15.85	0.125	161.67	1.275
	6	4.1	0.12	12.3	19.5	0.125	239.85	1.5375
B	1	3.7	0.12	11.1	2.05	1.87	22.755	20.757
	2	3.8	0.12	11.4	5.8	1.87	66.12	21.318
	3	3.8	0.12	11.4	9.4	1.87	107.16	21.318
	4	3.05	0.12	9.15	12.625	1.87	115.51875	17.1105
	5	3.4	0.12	10.2	15.85	1.87	161.67	19.074
	6	4.1	0.12	12.3	19.5	1.87	239.85	23.001
	7	3.45	0.12	10.35	23.375	1.87	241.93125	19.3545
C	1	3.7	0.12	11.1	2.05	5.67	22.755	62.937
	2	3.8	0.12	11.4	5.8	5.67	66.12	64.638
	3	3.8	0.12	11.4	9.4	5.67	107.16	64.638
	4	3.05	0.12	9.15	12.625	5.67	115.51875	51.8805
	5	3.4	0.12	10.2	15.85	5.67	161.67	57.834
	6	4.1	0.12	12.3	19.5	5.67	239.85	69.741
	7	3.45	0.12	10.35	23.375	5.67	241.93125	58.6845
D	2	3.8	0.12	11.4	5.8	6.99	66.12	79.686
	6	4.1	0.12	12.3	19.5	6.99	239.85	85.977
E	1	3.7	0.12	11.1	2.05	8.31	22.755	92.241
	2	3.8	0.12	11.4	5.8	8.31	66.12	94.734
	3	3.8	0.12	11.4	9.4	8.31	107.16	94.734
	4	3.05	0.12	9.15	12.625	8.31	115.51875	76.0365
	5	3.4	0.12	10.2	15.85	8.31	161.67	84.762
	6	4.1	0.12	12.3	19.5	8.31	239.85	102.213
	7	3.45	0.12	10.35	23.375	8.31	241.93125	86.0085
F	1	3.7	0.12	11.1	2.05	10.21	22.755	113.331
	2	3.8	0.12	11.4	5.8	10.21	66.12	116.394
	3	3.8	0.12	11.4	9.4	10.21	107.16	116.394
	4	3.05	0.12	9.15	12.625	10.21	115.51875	93.4215
	5	3.4	0.12	10.2	15.85	10.21	161.67	104.142
	6	4.1	0.12	12.3	19.5	10.21	239.85	125.583
	7	3.45	0.12	10.35	23.375	10.21	241.93125	105.6735
G	1	3.7	0.12	11.1	2.05	11.96	22.755	132.756
	2	3.8	0.12	11.4	5.8	11.96	66.12	136.344
	3	3.8	0.12	11.4	9.4	11.96	107.16	136.344
	4	3.05	0.12	9.15	12.625	11.96	115.51875	109.434
	5	3.4	0.12	10.2	15.85	11.96	161.67	121.992
	6	4.1	0.12	12.3	19.5	11.96	239.85	147.108
				458.8			3670.40	3408.88

$$X_m = 3670.40 / 458.8 = 8.00 \text{ m} \quad , \quad Y_m = 3408.88 / 458.8 = 7.43 \text{ m}$$

Centre de masse du plancher de RDC ; 1;2									
Panneaux	Si (m2)	Gi	0.2 Qi	Wi	mi (KN)	Xi	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
1	10.08	5.6	0.5	6.1	61.488	23.32	14.3	1433.9002	879.2784
2	10.88	5.6	0.5	6.1	66.368	2	18.3	132.736	1214.534
3	11.9	5.6	0.5	6.1	72.59	2	14.35	145.18	1041.667
4	11.2	5.6	0.5	6.1	68.32	5.75	18.3	392.84	1250.256
5	12.25	5.6	0.5	6.1	74.725	5.75	14.35	429.66875	1072.304
6	8.22	5.6	0.5	6.1	50.142	5.75	10.82	288.3165	542.5364
7	8.22	5.6	0.5	6.1	50.142	5.75	8.77	288.3165	439.7453
8	10.08	5.6	0.5	6.1	61.488	23.32	1.9	1433.9002	116.8272
9	11.9	5.6	0.5	6.1	72.59	2	5.55	145.18	402.8745
10	12.25	5.6	0.5	6.1	74.725	5.75	5.55	429.66875	414.7238
11	10.88	5.6	0.5	6.1	66.368	2	1.9	132.736	126.0992
12	11.2	5.6	0.5	6.1	68.32	5.75	1.9	392.84	129.808
13	13.65	5.6	0.5	6.1	83.265	19.75	5.55	1644.4838	462.1208
14	9.92	5.6	0.5	6.1	60.512	9.45	18.3	571.8384	1107.37
15	10.85	5.6	0.5	6.1	66.185	9.45	14.35	625.44825	949.7548
16	9	5.6	0.5	6.1	54.9	2.5	10.1	137.25	554.49
17	10.85	5.6	0.5	6.1	66.185	9.45	5.55	625.44825	367.3268
18	9.92	5.6	0.5	6.1	60.512	9.45	1.9	571.8384	114.9728
19	9	5.6	0.5	6.1	54.9	22.67	10.1	1244.583	554.49
20	7.52	5.6	0.5	6.1	45.872	23.32	5.55	1069.735	254.5896
21	8.93	5.6	0.5	6.1	54.473	12.67	5.97	690.17291	325.2038
22	4.97	5.6	0.5	6.1	30.317	12.67	13.89	384.11639	421.1031
23	47.758	5.6	0.5	6.1	291.32	12.57	10.1	3661.9402	2942.37
24	12.48	5.6	0.5	6.1	76.128	19.75	1.9	1503.528	144.6432
25	9.92	5.6	0.5	6.1	60.512	15.9	14.3	962.1408	865.3216
26	10.85	5.6	0.5	6.1	66.185	15.9	14.35	1052.3415	949.7548
27	10.85	5.6	0.5	6.1	66.185	15.9	5.55	1052.3415	367.3268
28	9.92	5.6	0.5	6.1	60.512	15.9	1.9	962.1408	114.9728
29	11.02	5.6	0.5	6.1	67.222	23.32	14.35	1567.617	964.6357
30	12.48	5.6	0.5	6.1	76.128	19.75	14.3	1503.528	1088.63
31	13.65	5.6	0.5	6.1	83.265	19.75	14.35	1644.4838	1194.853
32	9.16	5.6	0.5	6.1	55.876	19.75	10.82	1103.551	604.5783
33	9.16	5.6	0.5	6.1	55.876	19.75	8.77	1103.551	490.0325
					2323.6			29327.36	23491.50

$$X_m = 29327/2323.6 = 12.62m \quad , \quad Y_m = 23491.50/2323.6 = 10.11 m$$

Centre de masse du plancher des étages courants : 3;13									
Panneaux	Si (m ²)	Gi	0.2 Qi	Wi	mi (KN)	Xi	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
1	4.025	5.6	0.3	5.9	23.7475	-0.57	14.35	-13.53608	340.77663
2	10.88	5.6	0.3	5.9	64.192	2	18.3	128.384	1174.7136
3	11.9	5.6	0.3	5.9	70.21	2	14.35	140.42	1007.5135
4	11.2	5.6	0.3	5.9	66.08	5.75	18.3	379.96	1209.264
5	12.25	5.6	0.3	5.9	72.275	5.75	14.35	415.58125	1037.1463
6	8.22	5.6	0.3	5.9	48.498	5.75	10.82	278.8635	524.74836
7	8.22	5.6	0.3	5.9	48.498	5.75	8.77	278.8635	425.32746
8	4.025	5.6	0.3	5.9	23.7475	-0.57	5.55	-13.53608	131.79863
9	11.9	5.6	0.3	5.9	70.21	2	5.55	140.42	389.6655
10	12.25	5.6	0.3	5.9	72.275	5.75	5.55	415.58125	401.12625
11	10.88	5.6	0.3	5.9	64.192	2	1.9	128.384	121.9648
12	11.2	5.6	0.3	5.9	66.08	5.75	1.9	379.96	125.552
13	4.03	5.6	0.3	5.9	23.777	9.45	20.77	224.69265	493.84829
14	9.92	5.6	0.3	5.9	58.528	9.45	18.3	553.0896	1071.0624
15	10.85	5.6	0.3	5.9	64.015	9.45	14.35	604.94175	918.61525
16	9	5.6	0.3	5.9	53.1	2.5	10.1	132.75	536.31
17	10.85	5.6	0.3	5.9	64.015	9.45	5.55	604.94175	355.28325
18	9.92	5.6	0.3	5.9	58.528	9.45	1.9	553.0896	111.2032
19	4.03	5.6	0.3	5.9	23.777	9.45	-0.575	224.69265	-13.67178
20	7.52	5.6	0.3	5.9	44.368	23.32	5.55	1034.6618	246.2424
21	8.93	5.6	0.3	5.9	52.687	12.67	5.97	667.54429	314.54139
22	4.97	5.6	0.3	5.9	29.323	12.67	13.89	371.52241	407.29647
23	47.758	5.6	0.3	5.9	281.7722	12.57	10.1	3541.8766	2845.8992
24	4.03	5.6	0.3	5.9	23.777	15.9	20.77	378.0543	493.84829
25	9.92	5.6	0.3	5.9	58.528	15.9	14.3	930.5952	836.9504
26	10.85	5.6	0.3	5.9	64.015	15.9	14.35	1017.8385	918.61525
27	10.85	5.6	0.3	5.9	64.015	15.9	5.55	1017.8385	355.28325
28	9.92	5.6	0.3	5.9	58.528	15.9	1.9	930.5952	111.2032
29	4.03	5.6	0.3	5.9	23.777	15.9	-0.575	378.0543	-13.67178
30	12.48	5.6	0.3	5.9	73.632	19.75	14.3	1454.232	1052.9376
31	13.65	5.6	0.3	5.9	80.535	19.75	14.35	1590.5663	1155.6773
32	9.16	5.6	0.3	5.9	54.044	19.75	10.82	1067.369	584.75608
33	9.16	5.6	0.3	5.9	54.044	19.75	8.77	1067.369	473.96588
34	13.65	5.6	0.3	5.9	80.535	19.75	5.55	1590.5663	446.96925
35	12.48	5.6	0.3	5.9	73.632	19.75	1.9	1454.232	139.9008
36	11.02	5.6	0.3	5.9	65.018	23.32	14.35	1516.2198	933.0083
37	9	5.6	0.3	5.9	53.1	22.67	10.1	1203.777	536.31
					2271.07			27434.52	22983.32

$$X_m = 27434.52/2271.07 = 12.08m \quad , \quad Y_m = 22983.32/2271.07 = 10.12m$$

Centre de masse du plancher terrasse									
Panneaux	Si (m2)	Gi	0.2 Qi	Wi	mi (KN)	Xi	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
1	4.025	5.68	0.2	5.88	23.667	-0.57	14.35	-13.49019	339.6215
2	10.88	5.68	0.2	5.88	63.9744	2	18.3	127.9488	1170.732
3	11.9	5.68	0.2	5.88	69.972	2	14.35	139.944	1004.098
4	11.2	5.68	0.2	5.88	65.856	5.75	18.3	378.672	1205.165
5	12.25	5.68	0.2	5.88	72.03	5.75	14.35	414.1725	1033.631
6	8.22	5.68	0.2	5.88	48.3336	5.75	10.82	277.9182	522.9696
7	8.22	5.68	0.2	5.88	48.3336	5.75	8.77	277.9182	423.8857
8	4.025	5.68	0.2	5.88	23.667	-0.57	5.55	-13.49019	131.3519
9	11.9	5.68	0.2	5.88	69.972	2	5.55	139.944	388.3446
10	12.25	5.68	0.2	5.88	72.03	5.75	5.55	414.1725	399.7665
11	10.88	5.68	0.2	5.88	63.9744	2	1.9	127.9488	121.5514
12	11.2	5.68	0.2	5.88	65.856	5.75	1.9	378.672	125.1264
13	4.03	5.68	0.2	5.88	23.6964	9.45	20.77	223.93098	492.1742
14	9.92	5.68	0.2	5.88	58.3296	9.45	18.3	551.21472	1067.432
15	10.85	5.68	0.2	5.88	63.798	9.45	14.35	602.8911	915.5013
16	9	5.68	0.2	5.88	52.92	2.5	10.1	132.3	534.492
17	10.85	5.68	0.2	5.88	63.798	9.45	5.55	602.8911	354.0789
18	9.92	5.68	0.2	5.88	58.3296	9.45	1.9	551.21472	110.8262
19	4.03	5.68	0.2	5.88	23.6964	9.45	-0.575	223.93098	-13.6254
20	15.13	5.68	0.2	5.88	88.9644	12.67	17.54	1127.1789	1560.436
21	11.54	5.68	0.2	5.88	67.8552	12.67	2.32	859.72538	157.4241
22	4.97	5.68	0.2	5.88	29.2236	12.67	13.89	370.26301	405.9158
23	47.758	5.68	0.2	5.88	280.817	12.57	10.1	3529.8702	2836.252
24	4.03	5.68	0.2	5.88	23.6964	15.9	20.77	376.77276	492.1742
25	9.92	5.68	0.2	5.88	58.3296	15.9	14.3	927.44064	834.1133
26	10.85	5.68	0.2	5.88	63.798	15.9	14.35	1014.3882	915.5013
27	10.85	5.68	0.2	5.88	63.798	15.9	5.55	1014.3882	354.0789
28	9.92	5.68	0.2	5.88	58.3296	15.9	1.9	927.44064	110.8262
29	4.03	5.68	0.2	5.88	23.6964	15.9	-0.575	376.77276	-13.6254
30	12.48	5.68	0.2	5.88	73.3824	19.75	14.3	1449.3024	1049.368
31	13.65	5.68	0.2	5.88	80.262	19.75	14.35	1585.1745	1151.76
32	9.16	5.68	0.2	5.88	53.8608	19.75	10.82	1063.7508	582.7739
33	9.16	5.68	0.2	5.88	53.8608	19.75	8.77	1063.7508	472.3592
34	13.65	5.68	0.2	5.88	80.262	19.75	5.55	1585.1745	445.4541
35	12.48	5.68	0.2	5.88	73.3824	19.75	1.9	1449.3024	139.4266
36	11.02	5.68	0.2	5.88	64.7976	23.32	14.35	1511.08	929.8456
37	9	5.68	0.2	5.88	52.92	22.67	10.1	1199.6964	534.492
38	7.52	5.68	0.2	5.88	44.2176	23.32	5.55	1031.1544	245.4077
39	8.93	5.68	0.2	5.88	52.5084	12.67	5.97	665.28143	313.4751
					2420.2			29913.67	25412.10

$$X_m = 29913.67/2420.2 = 12.36 \text{ m} , Y_m = 25412.10/2420.2 = 10.50 \text{ m}$$

Centre de masse des voiles (ETAGE COURANT)								
Voiles	Li (m)	e (m)	h (m)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
VL1	3.7	0.2	2.6	48.1	2.05	3.7	98.605	177.97
VL2	3.45	0.2	2.6	44.85	23.375	3.7	1048.36875	165.945
VL3	3.7	0.2	2.6	48.1	2.05	7.5	98.605	360.75
VL4	3.45	0.2	2.6	44.85	23.375	7.5	1048.36875	336.375
VL5	3.45	0.2	2.6	44.85	23.375	12.8	1048.36875	574.08
VL6	3.7	0.2	2.6	48.1	2.05	12.8	98.605	615.68
VL7	3.7	0.2	2.6	48.1	2.05	16.6	98.605	798.46
VL8	3.45	0.2	2.6	44.85	23.375	16.6	1048.36875	744.51
VL9	1.8	0.2	2.6	23.4	22.45	10.15	525.33	237.51
VL10	1.8	0.2	2.6	23.4	3	10.15	70.2	237.51
VL11	3.8	0.2	2.6	49.4	5.8	10.15	286.52	501.41
VL12	4.1	0.2	2.6	53.3	19.5	10.5	1039.35	559.65
VL13	1.35	0.15	2.6	13.1625	17.1	10.5	225.07875	138.20625
VL14	1.35	0.15	2.6	13.1625	9.65	10.5	127.018125	138.20625
VL15	2.05	0.15	2.6	19.9875	15.17	11.07	303.210375	221.261625
VL16	2.05	0.15	2.6	19.9875	8.72	11.07	174.291	221.261625
VL17	2.05	0.15	2.6	19.9875	8.72	9.26	174.291	185.08425
VL18	2.05	0.15	2.6	19.9875	15.17	9.26	303.210375	185.08425
VL19	1.15	0.2	2.6	14.95	16.97	0.2	253.7015	2.99
VL20	1.15	0.2	2.6	14.95	8.27	0.2	123.6365	2.99
VL21	1.15	0.2	2.6	14.95	16.97	20.1	253.7015	300.495
VL22	1.15	0.2	2.6	14.95	8.02	20.1	119.899	300.495
VT1	3.5	0.2	2.6	45.5	7.7	1.95	350.35	88.725
VT2	3.5	0.2	2.6	45.5	17.55	1.95	798.525	88.725
VT3	3.8	0.2	2.6	49.4	0.2	5.6	9.88	276.64
VT4	3.8	0.2	2.6	49.4	11.1	5.6	548.34	276.64
VT5	3.8	0.2	2.6	49.4	14.15	5.6	699.01	276.64
VT6	3.8	0.2	2.6	49.4	25.1	5.6	1239.94	276.64
VT7	3.8	0.2	2.6	49.4	7.7	14.7	380.38	726.18
VT8	3.8	0.2	2.6	49.4	11.1	14.7	548.34	726.18
VT9	3.8	0.2	2.6	49.4	14.15	14.7	699.01	726.18
VT10	3.8	0.2	2.6	49.4	14.15	14.7	699.01	726.18
VT11	3.5	0.2	2.6	45.5	7.7	18.35	350.35	834.925
VT12	3.5	0.2	2.6	45.5	14.15	18.35	643.825	834.925
VT13	2	0.2	2.6	26	12.9	10.15	335.4	263.9
VT14	2	0.2	2.6	26	8.275	10.15	215.15	263.9
				1316.57			16084.84	13392.3

$$X_m = 16084.84 / 1316.57 = 12.21m \quad , \quad Y_m = 13392.3 / 1316.57 = 10.17m$$

Centre de masse des murs de façade (étages courants)							
Mur	Si(m2)	wi (KN/m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
1	10.05	2.44	24.522	2.025	0.15	49.65705	3.6783
2	10.35	2.44	25.254	5.77	0.15	145.71558	3.7881
3	9.15	2.44	22.326	9.37	0.15	209.19462	3.3489
4	8.1	2.44	19.764	12.6	0.15	249.0264	2.9646
5	9.15	2.44	22.326	15.82	0.15	353.19732	3.3489
6	11.25	2.44	27.45	19.57	0.15	537.1965	4.1175
7	9.45	2.44	23.058	21.6	1.92	498.0528	44.27136
8	9.3	2.44	22.692	23.35	3.82	529.8582	86.68344
9	10.35	2.44	25.254	25.05	5.57	632.6127	140.66478
10	9.3	2.44	22.692	21.6	12.82	490.1472	290.91144
11	10.35	2.44	25.254	25.05	14.65	632.6127	369.9711
12	9.3	2.44	22.692	23.35	16.52	529.8582	374.87184
13	9.45	2.44	23.058	21.6	18	498.0528	415.044
14	11.25	2.44	27.45	19.57	20.12	537.1965	552.294
15	9.15	2.44	22.326	15.82	20.12	353.19732	449.19912
16	8.1	2.44	19.764	12.6	20.12	249.0264	397.65168
17	9.15	2.44	22.326	9.37	20.12	209.19462	449.19912
18	10.35	2.44	25.254	5.77	20.12	145.71558	508.11048
19	10.05	2.44	24.522	2.025	20.12	49.65705	493.38264
20	9.45	2.44	23.058	0.15	18	3.4587	415.044
21	10.35	2.44	25.254	0.15	14.65	3.7881	369.9711
22	10.05	2.44	24.522	2.025	12.82	49.65705	314.37204
23	10.05	2.44	24.522	2.025	7.62	49.65705	186.85764
24	10.35	2.44	25.254	0.15	5.57	3.7881	140.66478
25	9.45	2.44	23.058	0.15	1.92	3.4587	44.27136
26	9.3	2.44	22.692	21.6	7.62	490.1472	172.91304
			616.344			7503.12444	6237.59526

$$X_m = 7503.12/616.34 = 12.17m \quad , \quad Y_m = 6237.59/616.34 = 10.12 m$$

Centre de masse des consoles							
Consoles	Li (m)	Si (m ²)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
1	1.3	0.12	3.9	7.5	20.95	29.25	81.705
2	1.3	0.12	3.9	10.9	20.95	42.51	81.705
3	1.3	0.12	3.9	13.95	20.95	54.405	81.705
4	1.3	0.12	3.9	17.35	20.95	67.665	81.705
5	1.3	0.12	3.9	7.5	-0.65	29.25	-2.535
6	1.3	0.12	3.9	10.9	-0.65	42.51	-2.535
7	1.3	0.12	3.9	13.95	-0.65	54.405	-2.535
8	1.3	0.12	3.9	17.35	-0.65	67.665	-2.535
9	1.15	0.105	3.0188	-0.575	3.7	-1.73578125	11.169375
10	1.15	0.105	3.0188	-0.575	7.65	-1.73578125	23.0934375
11	1.15	0.105	3.0188	-0.575	13.1	-1.73578125	39.545625
12	1.15	0.105	3.0188	-0.575	16.9	-1.73578125	51.016875
			43.275			380.716875	441.505313

$$X_m = 380.71/43.27 = 8.80 \text{ m} , Y_m = 441.50/43.27 = 10.20 \text{ m}$$

Récapitulatif de centre de masse de tous les niveaux : Mi en (tonne).

Coordonnées du centre de masse au niveau du RDC:

Eléments	Mi (t)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi	
Poteaux	8.4864	12.67	10.5	107.522688	89.1072	
Poutres longitudinales	4.791	8.00	7.43	38.32800	35.5971	
Poutres transversales	3.6225	12.62	10.12	45.71595	36.6597	
Plancher	23.236	12.62	10.11	293.23832	234.9159	
Voiles	18.6346	12.22	10.17	227.714812	199.5138	
		58.772			712.5197	595.7937

$$X_m = 712.5197/58.772 = 12.12 \text{ m} , Y_m = 595.7937/58.772 = 10.14 \text{ m}$$

Coordonnées du centre de masse au niveau des étages 1et2,:

Eléments	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
Poteaux	6.24	12.67	10.15	79.0608	63.336
Poutres longitudinales	4.791	8	7.43	38.328	35.59713
Poutres transversales	3.6225	12.62	12.12	45.71595	43.9047
Plancher	23.236	12.62	10.11	293.23832	234.91596
Voiles	13.1657	12.22	10.17	160.884854	133.895169
	51.0552			617.227924	511.648959

$$X_m = 617.227 / 51.055 = 12.08m \quad , \quad Y_m = 511.6489 / 51.055 = 10.02 m$$

Coordonnées du centre de masse au niveau des étages ;3 4,5,6,7,8,9et10:

Eléments	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
Poteaux	4.5937	12.17	10.15	55.905329	46.626055
Poutres longitudinales	4.588	8.2	7.43	37.6216	34.08884
Poutres transversales	3.4387	11.96	10.12	41.126852	34.799644
Plancher	22.71	12.08	10.12	284.3368	229.8252
Voiles	13.1657	12.22	10.17	170.884854	143.895169
Murs extérieurs	6.1634	12.17	10.12	75.008578	62.373608
Consols	0.4327	8.8	10.2	3.80776	4.41354
	55.0922			668.691773	556.022056

$$X_m = 668.6917 / 55.09 = 12.14 m \quad , \quad Y_m = 556.022 / 55.09 = 10.09 m$$

Coordonnées du centre de masse au niveau des étages 11,12,13et14 :

Eléments	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
Poteaux	3.375	12.17	10.15	41.07375	34.25625
Poutres longitudinales	4.588	8.2	7.43	37.6216	34.08884
Poutres transversales	3.4387	11.96	10.12	41.126852	34.799644
Plancher	22.7107	12.36	10.50	280.6956	238.4555
Voiles	13.1657	12.22	10.17	170.884854	143.895169
Murs extérieurs	6.1634	12.15	10.09	84.88531	62.188706
Consols	0.4327	8.8	10.2	3.80776	4.41354
	53.8742			660.095	552.097

$$X_m = 660.095 / 53.87 = 12.25m \quad , \quad Y_m = 552.097 / 53.87 = 10.25m$$

Les masses des planchers ainsi que leurs coordonnées de centre de masse :

Plancher	Mi (t)	Xm(m)	Ym(m)
14 (T)	24.2014	12.36	10.5
3,13	22.7103	12.08	10.12
RDC 1et2	23.236	12.62	10.11

Les inerties massiques des planchers (I_m) : $I_m = M_i(I_x + I_y) / S_p$

<i>Plancher</i>	<i>M_i (t)</i>	<i>S_p (m²)</i>	<i>I_x (m⁴)</i>	<i>I_y (m⁴)</i>	<i>I_m (t.m²)</i>
14(T)	24.2014	411.6	18813.1	20486.45	2310.78614
3...13	22.7103	384.93	18813.1	20486.45	2318.61525
RDC 1et2	23.236	380.92	18307.78	23332.13	2540.02392

Charges et surcharges revenants aux poutres de chaque étage :

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

- RDC :

$$G_p = 5.60 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

<i>Poutres Principales</i>				<i>Poutres secondaire</i>			
Portiques	Travée	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Portiques	Travée	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
A	1..2	9.8	4.37	1	AB	1.82	0.81
	2..3	9.8	4.37		FG	1.82	0.81
	3..4	9.8	4.37	2	AB	3.64	1.62
	4..5	5.61	10.22		BC	3.64	1.62
	5..6	9.8	4.37		CD	7.75	3.47
	6..7	9.8	4.37		DE	7.75	3.47
	7..8	9.8	4.37		EF	3.64	1.62
B	2..3	20.44	9.12	3	FG	3.64	1.62
	3..4	20.44	9.12		BC	3.64	1.62
	5..6	20.44	9.12	CD	7.375	3.47	
	6..7	20.44	9.12	DE	7.75	3.47	
C	2..3	18.06	8.06	4	EF	3.64	1.62
	3..4	18.91	7.4		AB	1.82	0.81
	4..5	18.41	6.15	5	FG	1.82	0.81
	5..6	18.91	7.4		AB	1.82	0.81
E	6..7	18.06	8.06	6	FG	1.82	0.81
	2..3	18.06	8.06		BC	3.64	1.62
	3..4	18.91	7.4		CD	7.375	3.47
	4..5	18.41	6.15	DE	7.75	3.47	
	5..6	18.91	7.4	EF	3.64	1.62	
F	6..7	18.06	8.06	7	AB	3.64	1.62
	2..3	20.44	9.12		BC	3.64	1.62
	3..4	20.44	9.12		CD	7.75	3.47
	5..6	20.44	9.12		DE	7.75	3.47
G	6..7	20.44	9.12	8	EF	3.64	1.62
	1..2	9.8	4.37		FG	3.64	1.62
	2..3	9.8	4.37	AB	1.82	0.81	
	3..4	9.8	4.37	FG	1.82	0.81	
	4..5	5.61	10.22				
	5..6	9.8	4.37				
	6..7	9.8	4.37				
7..8	9.8	4.37					

Etage courant :

$$G_p = 5.60 \text{ KN/m}$$

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

<i>Poutres Principales</i>				<i>Poutres secondaires</i>			
Portiques	Travée	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Portiques	Travée	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
A	1..2	9.8	2.622	1	AB	1.82	0.486
	2..3	9.8	2.622		FG	1.82	0.486
	3..4	13.85	4.44	2	AB	3.64	0.972
	4..5	5.61	6.132		BC	3.64	0.972
	5..6	13.85	4.44		CD	7.75	2.082
	6..7	9.8	2.622		DE	7.75	2.082
B	2..3	20.44	5.472	3	EF	3.64	0.972
	3..4	20.44	5.472		FG	3.64	0.972
	5..6	20.44	5.472	4	BC	3.64	0.972
6..7	20.44	5.472	CD		7.375	2.082	
C	2..3	18.06	4.836	5	DE	7.75	2.082
	4..5	18.41	3.69		EF	1.82	0.486
	5..6	18.91	4.44	6	AB	1.82	0.486
	6..7	18.06	4.836		CD	7.75	2.082
	2..3	18.06	4.836		DE	7.75	2.082
D	2..3	14.84	3.97	7	FG	3.64	0.972
	6..7	14.84	3.97		AB	3.64	0.972
E	3..4	18.91	4.44	BC	3.64	0.972	
	4..5	18.41	3.69	CD	7.375	2.082	
	5..6	18.91	4.44	DE	7.75	2.082	
F	6..7	18.06	4.836	EF	1.82	0.486	
	2..3	20.44	5.472	7	AB	3.64	0.972
	3..4	20.44	5.472		BC	3.64	0.972
	5..6	20.44	5.472		CD	7.75	2.082
6..7	20.44	5.472	DE		7.75	2.082	
1..2	9.8	2.622	EF		3.64	0.972	
2..3	9.8	2.622	FG		3.64	0.972	

Terrasse :

$$G_p = 5.68 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_p = 1 \text{ KN/m}^2$$

<i>Poutres Principales</i>				<i>Poutres secondaires</i>			
Portiques	Travée	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Portiques	Travée	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
A	1..2	9.94	1.75	1	AB	1.84	0.325
	2..3	9.94	1.75		FG	1.84	0.325
	3..4	14.03	2.4	2	AB	3.69	0.65
	4..5	13.79	1.75		BC	3.69	0.65
	5..6	14.03	2.4		CD	1.84	0.65
	6..7	9.94	1.75		DE	1.84	0.65
B	2..3	20.73	3.65	2	EF	3.69	0.65
	3..4	20.73	3.65		FG	3.69	0.65
	4...5	20.73	3.65	3	BC	3.69	0.65
	5..6	20.73	3.65		CD	2.37	1.68
	6..7	20.73	3.65		DE	2.37	1.68
C	2..3	18.32	3.22	3	EF	3.69	0.65
	3..4	18.32	3.22		AB	3.69	0.65
	4..5	20.33	3.22	4	FG	3.69	0.65
	5..6	18.32	3.22				
	6..7	18.32	3.22				
D	2..3	15.05	15.05	5	AB	3.69	0.65
	6..7	15.05	15.05		FG	3.69	0.65
E	2..3	18.32	3.22	6	BC	3.69	0.65
	3..4	18.32	3.22		CD	7.83	1.68
	4..5	20.33	3.22		DE	7.83	1.68
	5..6	18.32	3.22	7	EF	3.69	0.65
	6..7	18.32	3.22		AB	1.84	0.325
F	2..3	20.73	3.65	7	BC	1.84	0.65
	3..4	20.73	3.65		CD	7.83	1.08
	4..5	20.73	3.65		DE	7.83	1.08
	5..6	20.73	3.65		EF	1.84	0.65
	6..7	20.73	3.65		FG	1.84	0.325
G	1..2	9.94	1.75				
	2..3	9.94	1.75				
	3..4	14.03	2.4				
	4..5	13.79	1.75				
	5..6	14.03	2.4				
	6..7	9.94	1.75				

CHPITRE VI :

MODELISATION DE LA

STRUCTURE ET VERIFICATION

AU RPA

IV-1-1- Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F) et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est à dire en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

1-2- Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément ,(un fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

1- Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même

environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques, qui est un calcul sous charge vertical (G et Q) et dynamiques qui est un calcul sous charge horizontale représenté par le séisme (E). avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

II – Etape de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1-Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage...)
- 2-Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3-Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
- 4-définition des charges (G, Q) et introduction du spectre.
- 5-Affectation des charges revenant aux éléments.
- 6-Introduction des combinaisons d'actions.
- 7-Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 8-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 9-Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

Etape 1 :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure.

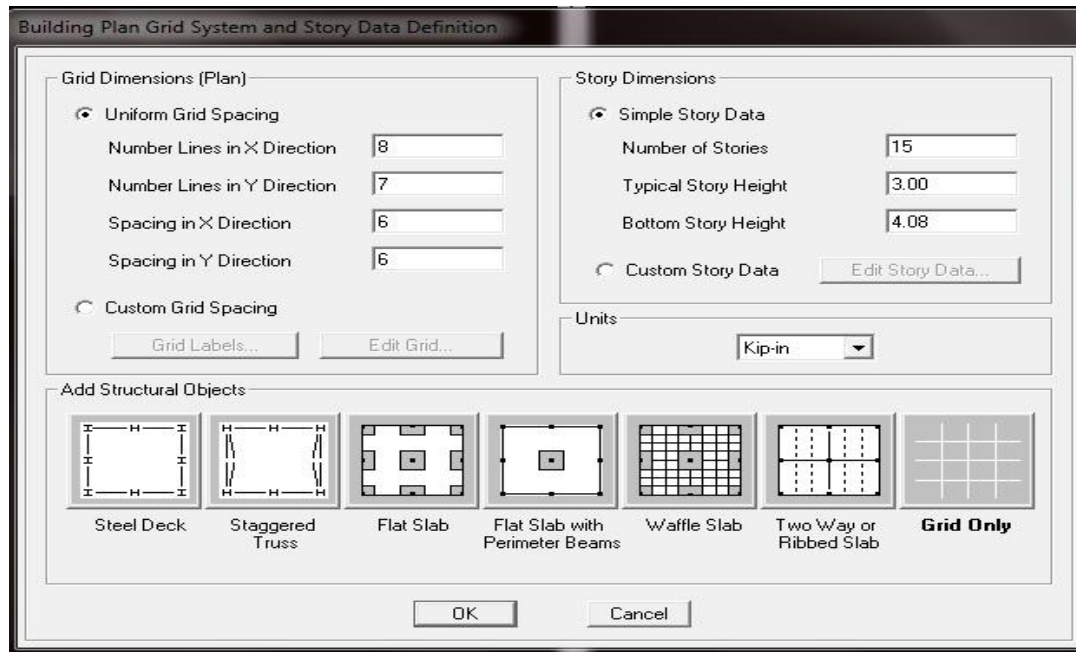
a) Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélectionne **Tonne** et **m** comme unités de base pour les forces et les déplacements.



b) Géométrie de base :

En haut de l'écran dans **File**, on sélectionne **New model**, et puis on clique sur **default.ebd** afin de modéliser notre structure à partir de lignes de grilles

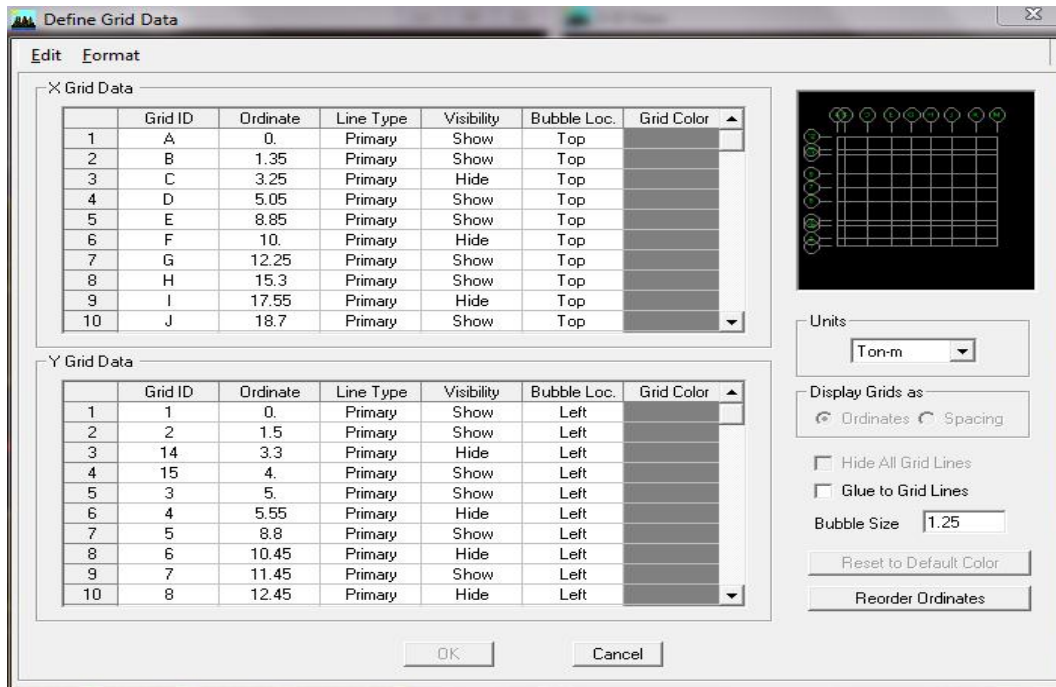


Pour une construction en portique Auto Stable .on choisit la première icône, dans la boîte de

Dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

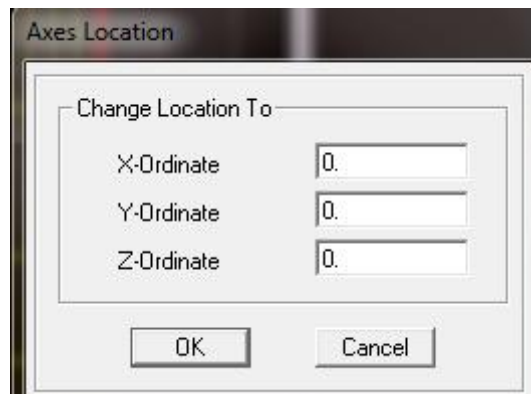
- Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- Hauteur d'étage (**story High**)
- Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- la hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story high**)

Pour introduire les longueurs des trames : **custom.....Edit Grid**



c) Modification de la géométrie de base :

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le Déplacer et on le met au centre de la structure et ce à partir de menu (View-change axes Location) une boîte de dialogue sera apparaître, dans cette dernière on peut déplacer notre Repère dans n'importe quelle position on injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.



Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que, pour chaque élément, corresponde une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille ; en double

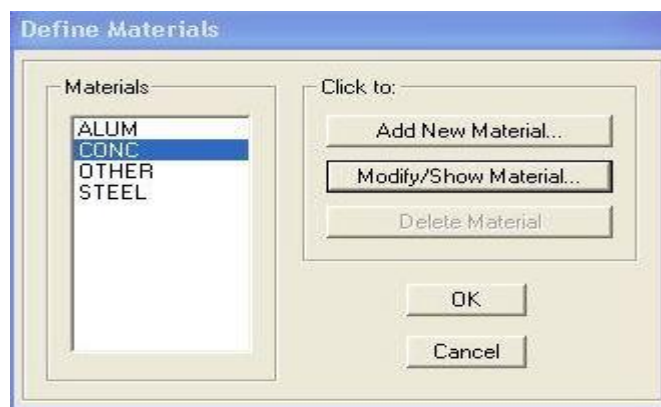
Cliquant sur n'importe quelle grille ; on aura une boîte de dialogue-on coche la case spacing.

Et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions Enfin on valide avec OK.

Etape 2 :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence l'acier et le béton.

-On clique sur **Define** → **Materials** , on sélectionne **Concrete** (béton), puis on clique sur **Modify/Show Material**.



-Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux en entrant les valeurs suivantes :

Masse per unit volume (masse volumique du béton) : **2.5493 KN/m³**

Weight per unit volume (Poids volumique du béton) : **2.5493 KN/m³**

Modulus of Elasticity (Module d'élasticité) : **3279835.6 KN/m²**

Specified concrete comp strength (Résistance à la compression du béton) : **2549.2905 KN/m²**

Bending Reinf, Yield Stress (Résistance à la traction des aciers) : **35486.123 KN/m²**

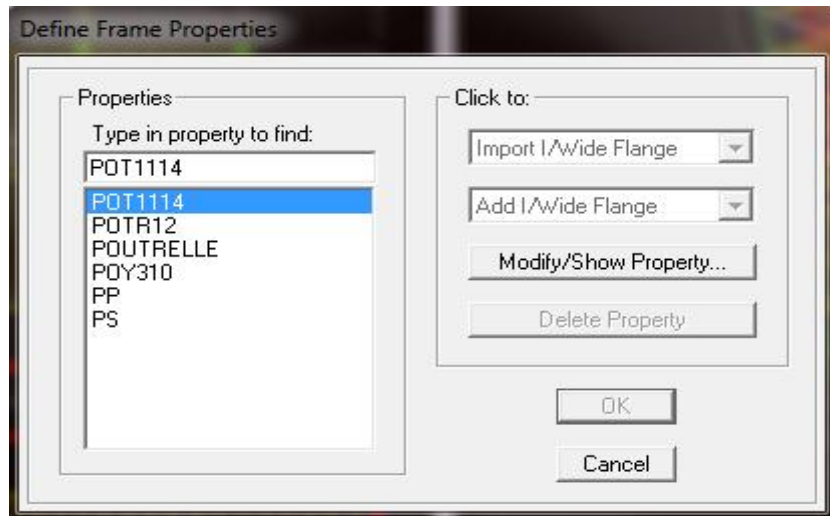
Shear Reinf, Tield Stress (Nuance des aciers) : **407886.86 KN/m²**

Etape 3 :

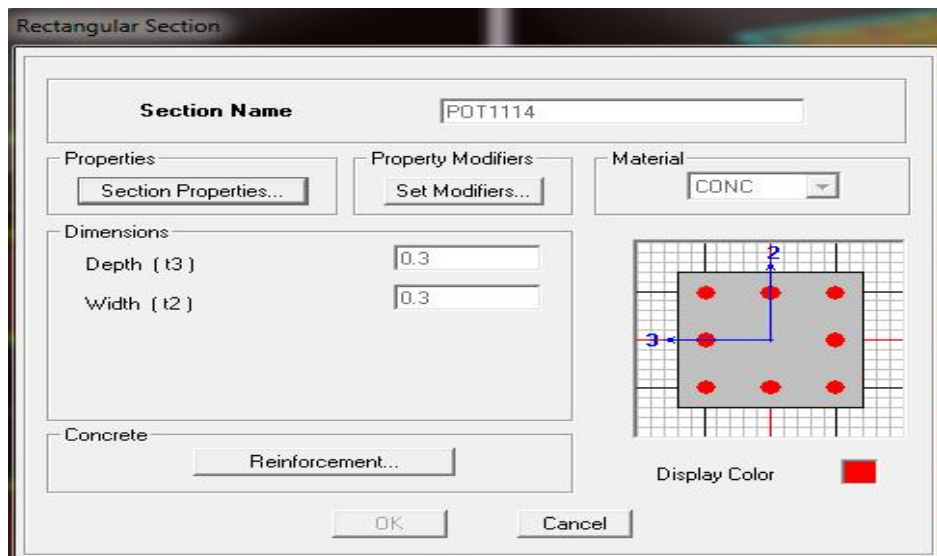
La troisième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la Structure à modéliser.

a) Définition des sections :

Il existe une multitude de sections prédéfinies dans ETABS. Il est possible par Exemple, de choisir parmi une longue liste de profils en acier qui contient toutes les Informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les Sections ne sont pas "standard", Il faut d'abord définir des nouvelles propriétés de section Pour les poutres et les poteaux. Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants. Dans le menu déroulant choisir : **Define** puis **Frame sections** comme nos sections sont rectangulaires on choisit dans la liste d'ajout de section : **Add rectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte).



La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

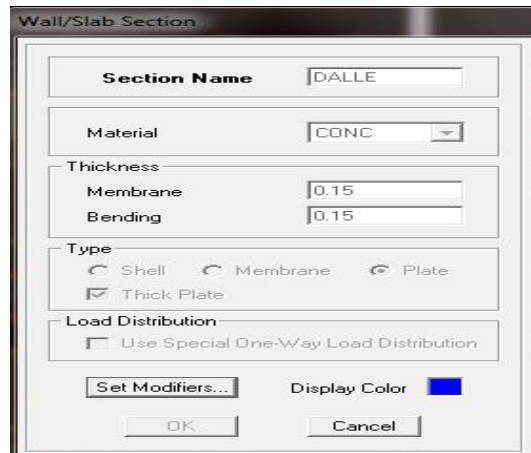


- Nom de la section : **Section Name**
- Choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- Hauteur: **Depth**
- Largeur: **width**


Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections.



Voiles:


Define –Wall/slab/deck section. Cliquez sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.



– Pour rajouter des voiles :

– cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

– Pour tracer le voile librement on choisit  ou 

– Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisit

La section correspondante da
Ns la liste de **Define Shell Sections**.

Remarque :

Quand la structure n'est pas régulière en plan et qu'elle dispose de beaucoup de
Décrochement, il vaut mieux créer un modèle à un seul plancher et lui faire les
modifications

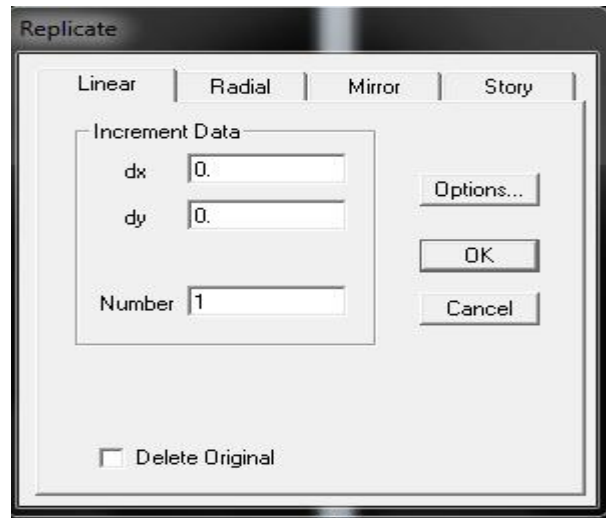
Nécessaire ensuite le copier, pour cela ETABS nous offre des outils de travail très
Performants tel que : linear, radial, Mirror et story, copier...

Après sélection : Edit-Replicate (Ctrl+R). Comme indiqué sur la figure suivante, dans
le cas ou on veut faire des copies linéaires, on a qu'à introduire les distances entre les
Éléments sélectionnés et ceux à créer (dx, dy, number) et le nombre de copies à faire,
pour

une structure à 14 niveaux :

– Après avoir créé et modifier le premier niveau, on sélectionne tout Edit-Replicate
(Ctrl+R)

– Pour x et y c'est zéro et pour z c'est la hauteur d'étage et mettre 6 pour Number OK



Etape 4 :

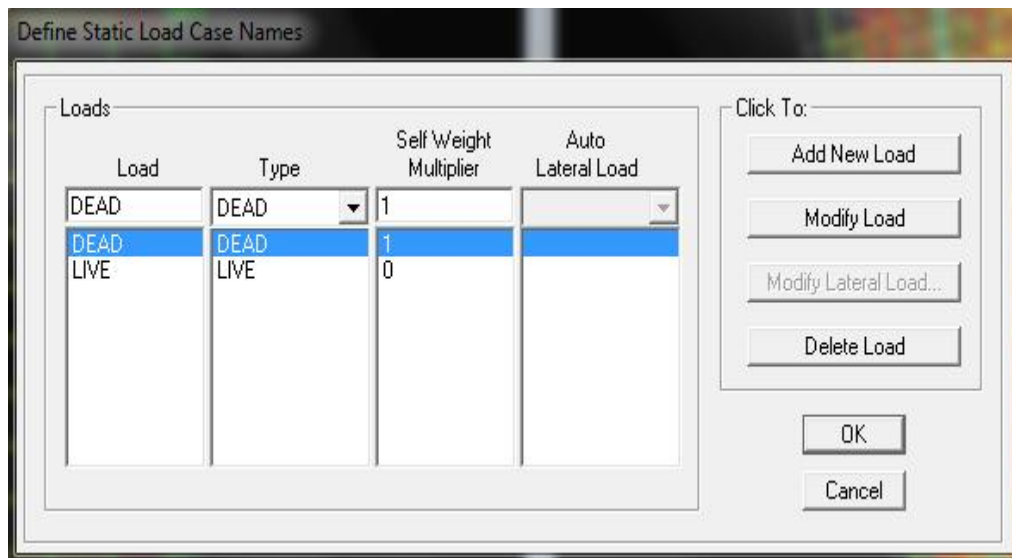
La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

A) charge statique :

a) **définition de charge statique** : Choisir dans le menu déroulant : **Define** → **Static load cases**.

– Pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weight multiplication) et cliquer sur **add new Load**.

– Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**) – **OK**.



Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T



-Données à introduire dans le logiciel :

***Zone : III** (Zone de sismicité élevée, voir **Annexe1** du **RPA 2003**).

***Groupe d'usage : 2** (Bâtiments courants, voir **chapitre 3.2** du **RPA 2003**).

***Coeff comportement : contreventement mixte avec interaction voile-portique**

***Remplissage : Dense** (cloisons en maçonnerie).

***Site : S3** (voir rapport de sol **Chapitre 1** du **RPA 2003**).

***Facteur de qualité (Q)** : Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventements.
- La redondance en plan.
- La régularité en plan et en élévation.
- Le contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Avec : **P_q** : Pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité.

Application :

-Conditions minimales des files porteuses :

Ce critère est observé $\longrightarrow P_1=0.05$

-Redondance en plan :

Ce critère n'est pas observé $\longrightarrow P_2=0.05$

-Régularité en plan et en élévation :

Notre bâtiment est irrégularité en élévation $P_3 = 0$

Notre bâtiment est irrégularité en plan $P_4=0.05$

-Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003 $\longrightarrow P_5=P_6 = 0$

Conclusion :

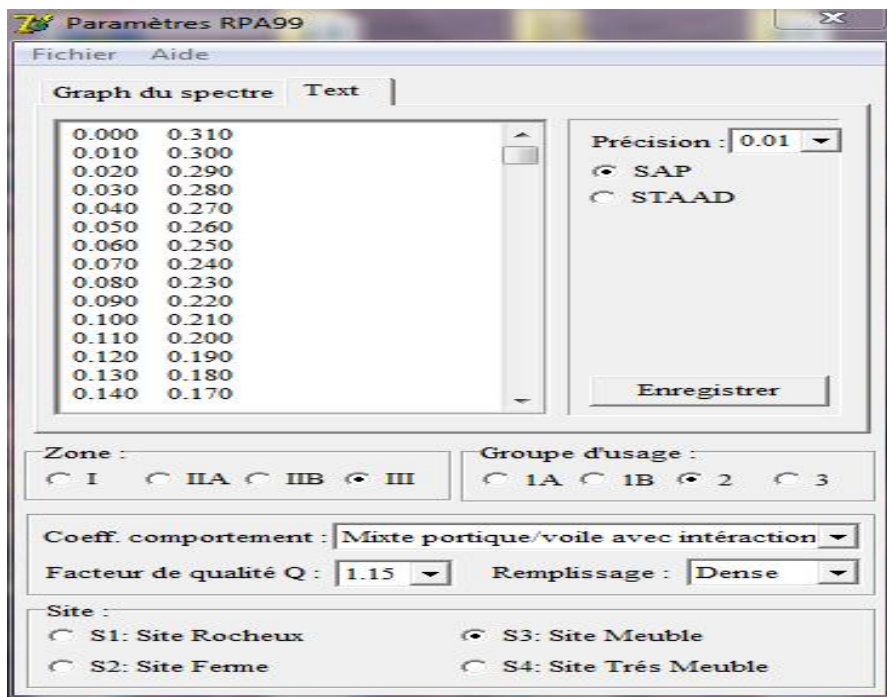
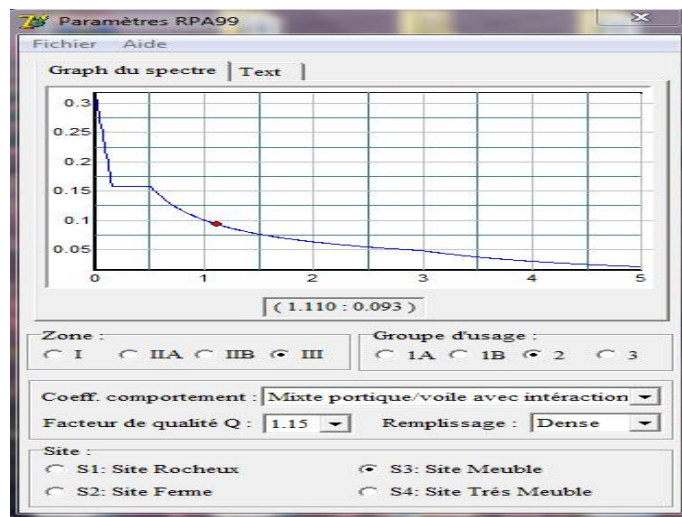
Le facteur de qualité **Q = 1.15**

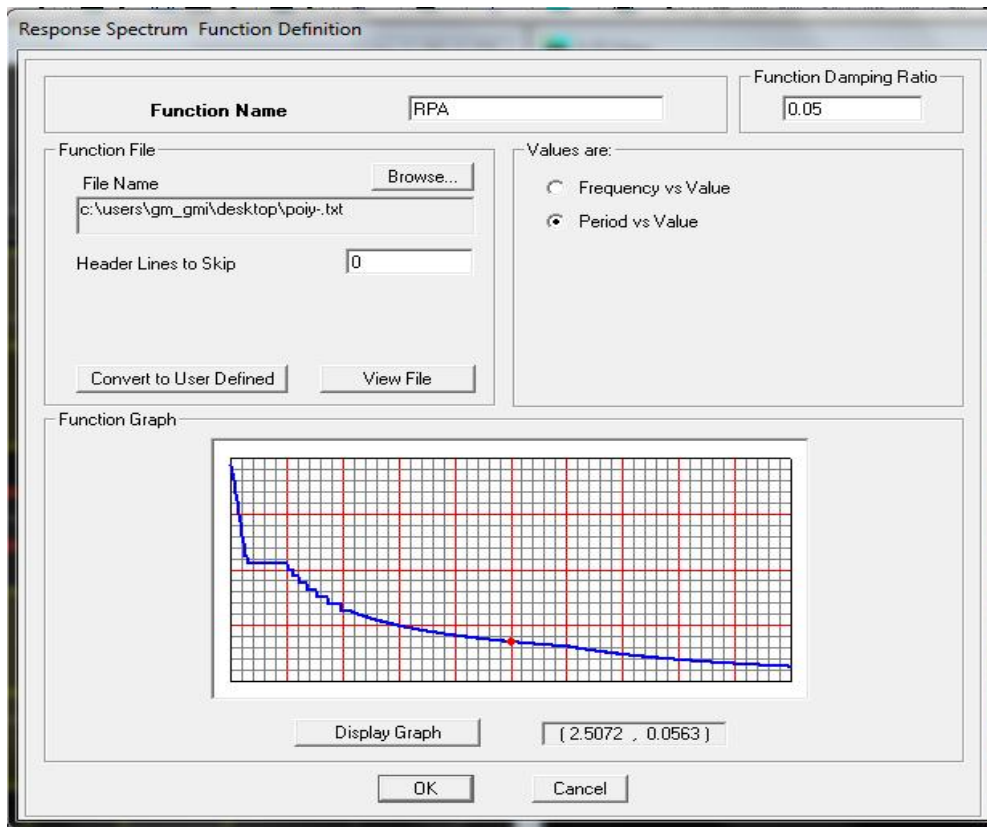
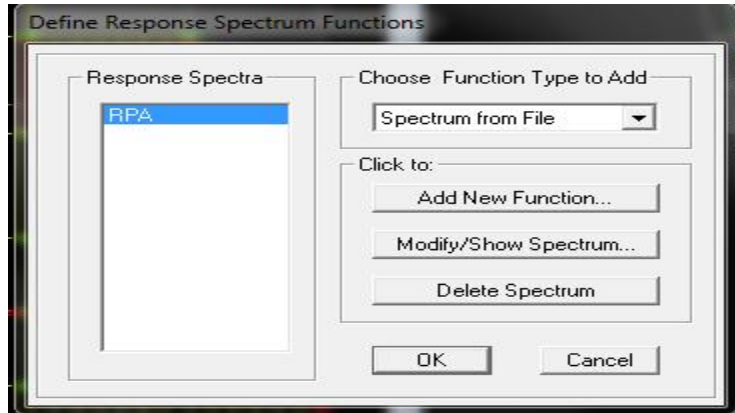
-Matenant qu'on a toutes les données, on réduit l'étabs et on ouvre le logiciel



On injecte les données dans leurs cases respectives → On clique sur **text**

→ Enregistrer dans le même dossier ou on a enregistré notre fichier etabs. Puis faire l'extension SDB : ouvrir le spectre et enregistre à nouveau en donnant le nom **spectre.SDB**





Insertion direct du spectre de réponse

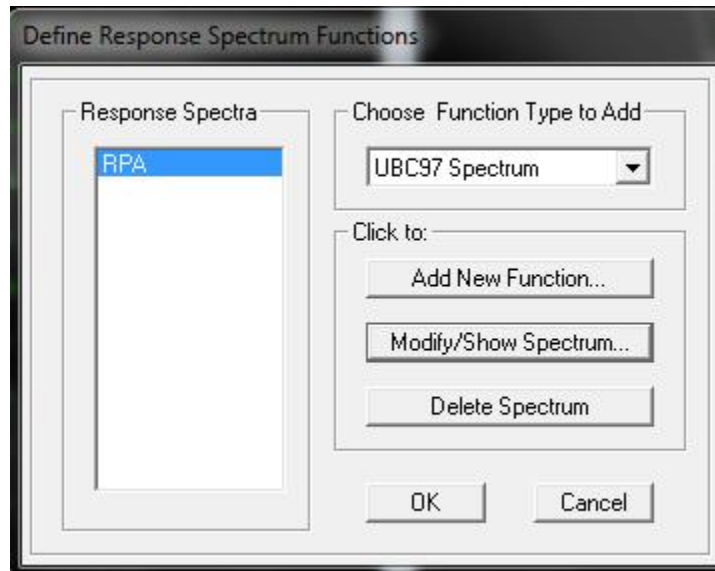
B) charge sismique :

a) Spectre de réponse :

Define Réponse Spectrum fonction

on clique sur **Add Spectrum from file**

Puis on introduit le nom de la fonction



Remarque:


On peut introduire le spectre sous forme de fichier texte c'est-à-dire avec une extension.txt.

- Cliquez sur **add Spectrum from file**
- Cliquez sur **Brown** et cherchez le fichier texte qui contient le Spectrum qu'on a préparé

Bien avant avec les programmes appropriés comme celui conçu par le **CGS** donnant le spectre de réponse de RPA99, ce fichier doit seulement comporter les valeurs de T et de l'accélération (deux colonnes) et il doit être dépourvu de textes. Cocher **period and values**, Etabs a des spectres de réponse prédéfinis qui sont ceux caractérisant le sol américain (UBC94S1, UBC94S1, UBC94S1, UNIT)

Etape 5 :

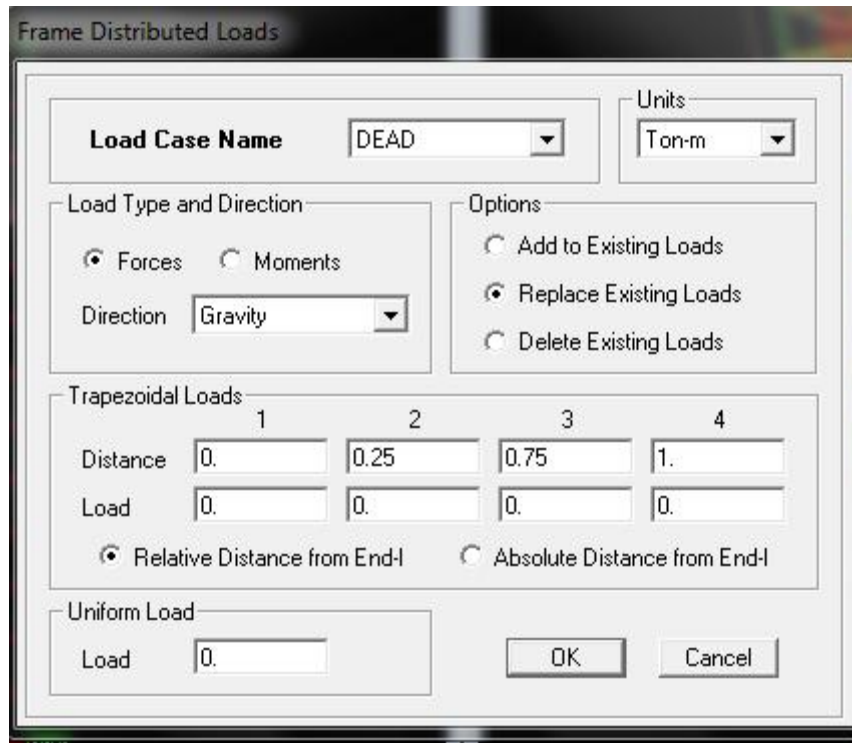
Attribution des charges revenantes aux éléments

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve dans la barre D'outil dans la boîte de dialogue qui apparaît. On aura à spécifier :

- Le nom de la charge.
- Son type (force ou moment)
- Sa direction.
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées la valeur de la charge

Uniformément répartie l'opération à faire (ajouter, remplacer ou supprimer). En fin on valide

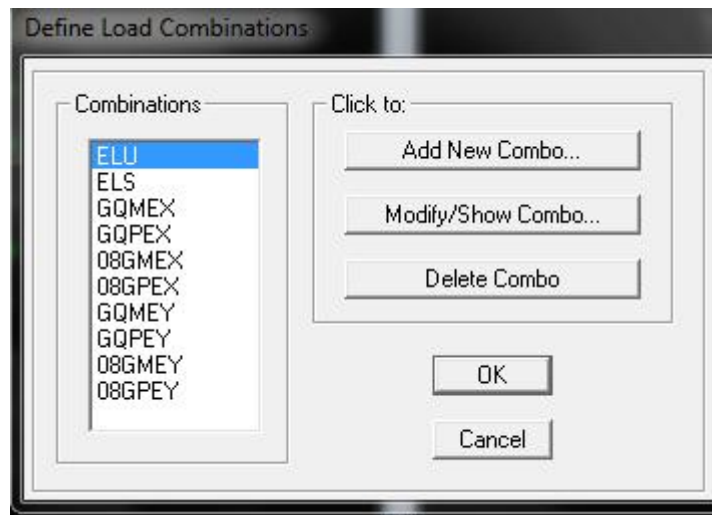
Avec OK (pour annuler on appuie sur cancel).



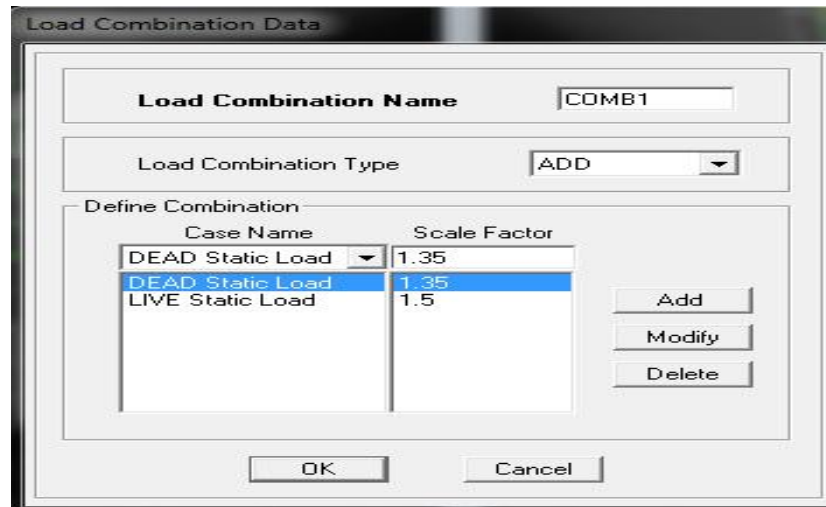
Etape 6:

La étape consiste a spirifer les combinaisons de charges

Define load combinaisons



Puis on clique sur **add new comb**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur Add new combo
On aura introduire : le nom de la combinaison et les charges avec les coefficients par exemple 1 ELU (1.35G+1.5Q)

Choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur Add.

- choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur Add

Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinaison.**

-Pour définir le coefficient une autre combinaison on refait le même travail.

-Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec le **modifie**.

-Pour modifier une combinaison : sélectionner la combinaison et cliquer sur **Modifie**

Étape 7 : Affectation des masses sismiques et inerties massiques.

-**La masse des planchers** : est supposée concentrée en leurs centres de masse, elle est égale à :

Avec : $M_i = G_i \beta Q_i / g$

G_i : Charges permanentes.

Q_i : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération dépendant de la nature et de la durée de charge d'exploitation. Dans notre cas le bâtiment est à usage d'habitation $\beta=0.20$.

L'inertie massique d'étage est égale à :

$$I_m = M_i (I_x + I_y) / S_p$$

Avec :

S_p : Surface du plancher considéré.

I_x et I_y : Moments d'inerties par rapport au centre de gravité dans le sens X et Y.

- Maintenant, on doit attribuer pour chaque plancher la masse sismique et l'inertie massique lui correspondant, pour cela, on sélectionne le nœud maître du premier plancher, puis sur : **Assign..... Joint Masses.**

Dans la fenêtre qui apparaît, on introduit la valeur des masses suivant X et Y (**Direction X,Y**) et suivant Z (**Direction z**) on met 0, car on ne tient pas compte du séisme vertical.

Dans la deuxième partie, on introduit l'inertie massique du plancher suivant Z (**Rotation about Z**)



On répète la même opération pour les autres planchers.


Etape 8:

La huitième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc..) pour la Structure à modéliser.

a) Appuis : (restreints)

– Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

– On attribue des appuis (**restreints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restreints**

(**Support**), ou en cliquant sur. 

– cliqué sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (Encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

– ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés de Liberté à un noeud quelconque

– Pour les autres nœuds :

– Translation on dans le sens de Y (libérer translations 2).

– Rotation on autour de Z (libérer rotation on about 3).

Pas de translation dans le sens de Z ; pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation on 3 Rotation about 1 et rotation about 2).

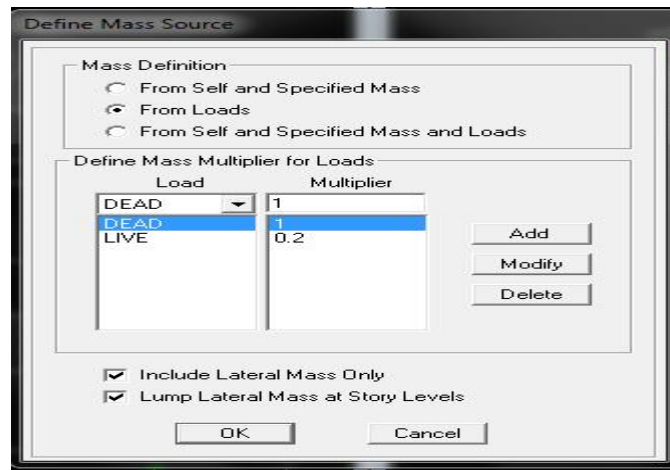
– Translation on dans le sens de X (libérer translation 1).

b) Masse Source (masse revenant à chaque plancher) :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité b exigée par le

RPA99 version 2003. Dans notre cas $b = 0,2$ correspondant à la surcharge d'exploitation on Modérée, elle est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la Notion de **Masse Source**

- Pour créer ces masses on passe par **define** puis **masse source** une fenêtre apparaîtra.
- On donne la valeur 1 pour la charge permanente et 0.2 pour la charge d'exploitation.



Remarque : Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des Charges réparties en cochant la case **from load**.

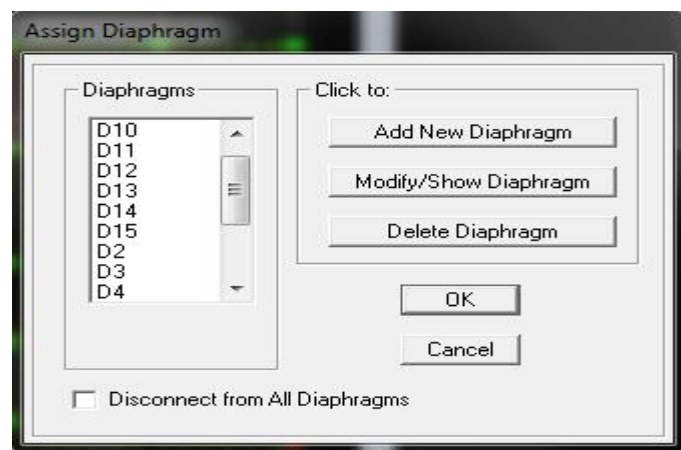
c) diaphragmes (contreints) :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds D'un même plancher a son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

- sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y. Dans le menu déroulant :


Assigne/pointant – rigide diaphragm

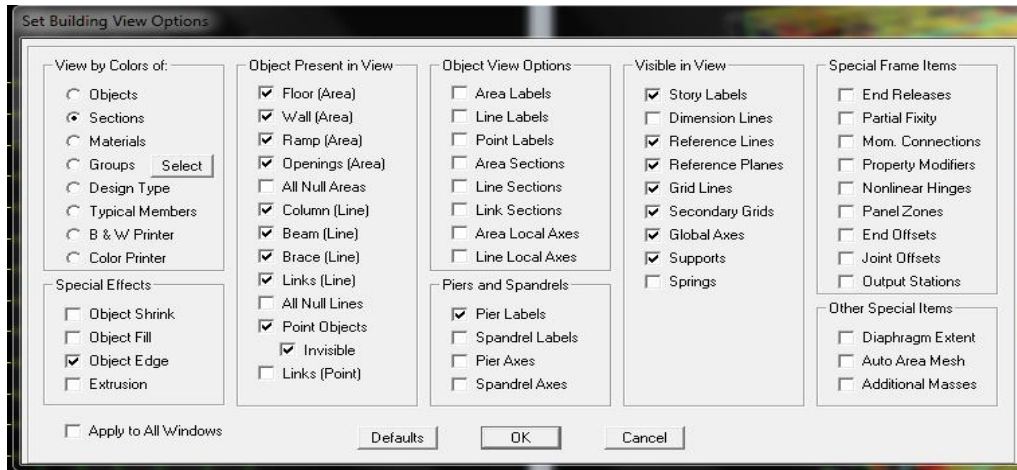
- On choisit **Add diaphragm**



- On va appeler cette **D1 : ETAGE 1**.

– On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite Pour tous les autres plancher.

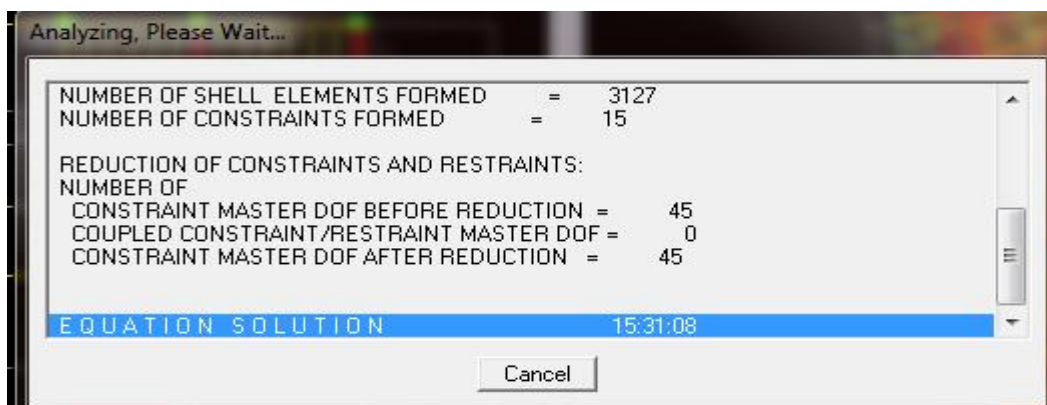
Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds d'éléments. etc.) sur le Modèle sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant sur l'icône Set éléments 



- Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :
- Nom des poutres et poteaux et les numéros des nœuds (labels)
- restraints : d d 1
- contraintes : diaphragme...etc.
- Masses.
- Axes locaux.
- Section des éléments.
- Hide pour faire cacher l'élément.
- ...etc.

Etape 9 :

La neuvième étape consiste à démarrer l'exécution du problème
F5.....OK



IV-2-Choix de la méthode de calcul pour le séisme:

-Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

IV-2-1- Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-2-2 Principe de la méthode statique équivalente :

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.

*Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$$H \leq 65\text{m en zones I, II}_a, \text{ II}_b$$

$$H \leq 30\text{m en zone III.}$$

- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a).

IV-2-3. Principe de la méthode dynamique modale spectrale :

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.

*** Les hypothèses :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

IV-4. Principe de la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

IV-5. Vérification des conditions de la MSE :

a) Condition sur la hauteur :

- **Alger, zone III**
 - **46.08m > 30m**
- } Condition non vérifiée donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable

Donc en va choisir la Méthode dynamique modale spectrale.

IV-6-Méthode dynamique modale spectrale :

IV-6-1-Spectre de réponse de calcul (RPA. Art4.3.3.)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5h \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5h (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5h (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5h (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.13)$$

Spectre de reponce est en fonction des paramètres suivant :

A) -La zone : notre structure est implantée à Alger qui est considéré comme zone (III)

A : **coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 (RPA99/version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment **A-zoneIII** = 0,25

B) -Le groupe (RPA. Art.3.2) :

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

- Ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :

Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

C) -Le contreventement :

Introduction :

Le contreventement d'un bâtiment est constitué de l'ensemble des éléments verticaux destinés à assurer sa stabilité contre toute sollicitation horizontale (vent ou séisme), en effet, son étude est une étape très importante.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs appelés couramment «refends», et qui entrent dans la composition de la structure.
- Un système composé de poteaux et de poutres formant ainsi des portiques étagés (système auto stable).
- Des noyaux centraux.
- La combinaison (refends - portiques auto stables) nous permet d'avoir un contreventement mixte.

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal),

-1 Présentation des étapes de l'étude :

-1-1 Caractéristiques géométriques de la structure :

A- Détermination du centre de masse de la structure :

Définition :

Le centre de masse G d'une structure est défini comme étant le barycentre des masses des ces éléments constitutifs. D'une autre manière, c'est le point d'application de la résultante des forces dues à la pesanteur sur la structure. Ces coordonnées (x_G, y_G) dans un système d'axe (o, x, y) arbitrairement choisi sont données par les formules suivantes :

$$x_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot x_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad ; \quad y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

x_G, y_G : Coordonnées du centre de gravité de la structure.

n : Le nombre d'éléments de la structure.

M_i : La masse de l'élément (i).

x_{Gi}, y_{Gi} : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) de la structure dans le repère (o, x, y) .

Donc, le calcul doit se faire pour tous les éléments que peut comporter la structure : planchers, voiles, poteaux, poutres, acrotère, escaliers.

B- Les caractéristiques géométriques des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans la structure sur laquelle elles agissent, et elles sont pratiquement plus préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées d'une façon notable par rapport au centre de torsion.

• **Les hypothèses de calculs :**

-Les voiles présentent des rigidités très faibles suivant leur épaisseur, donc on ne tiendra compte que des rigidités suivant leurs longueurs.

-Les refends sont parfaitement encastés à leurs bases.

-Dans le cas d'un refend avec ouvertures, on fera appel à la notion de « l'inertie équivalente ».

• **Calcul des inerties des refends pleins :**

$$I_x = \frac{L \cdot e^3}{12}$$

$$I_y = \frac{e \cdot L^3}{12}$$

e : Épaisseur du refend.

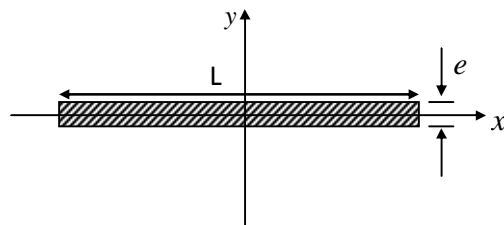


Figure V-1.

L : Longueur du refend.

I_x, I_y : Moments d'inerties du refends par rapport aux axes passant par son centre de gravité.

C- Les caractéristiques géométriques des portiques :

• **Détermination des longueurs de calcul :**

h_c : La hauteur du calcul $h_c = \min \left\{ \bar{h} + \frac{1}{2} C_p; h_0 \right\}$

l_c : Longueur du calcul $l_c = \min \left\{ \bar{l} + \frac{1}{2} h_p; l_0 \right\}$

C_p : Coté du poteau.

h_p : La hauteur de la poutre.

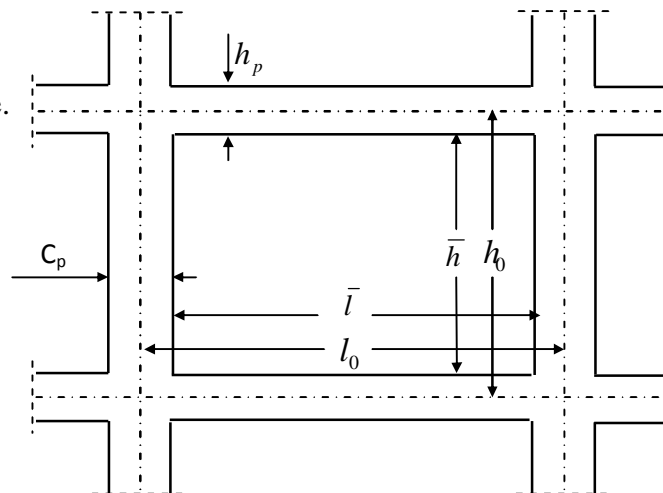


Figure V-2 : Détermination des longueurs de calcul.

• **Calculs des rigidités linéaires des éléments :**

Ø **Les poteaux :** $K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_c}$

Ø **Les poutres :** $K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{l_c}$

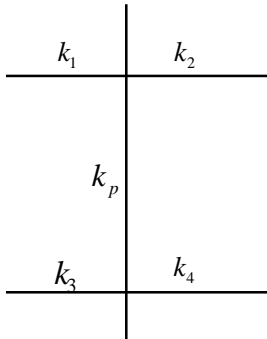
I_{poteau} : Moment d'inertie du poteau.

I_{poutre} : Moment d'inertie de la poutre.

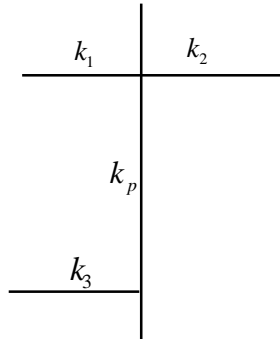
h_c, l_c : Respectivement hauteur de calcul du poteau et longueur de calcul de la poutre.

- Calcul des coefficients \bar{k} :

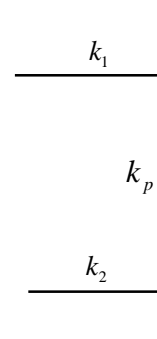
Ø Cas d'un étage courant : $\bar{k} = \frac{\sum k_i}{2.k_p}$



$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2.k_p}$$



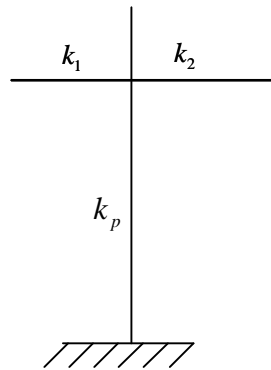
$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2.k_p}$$



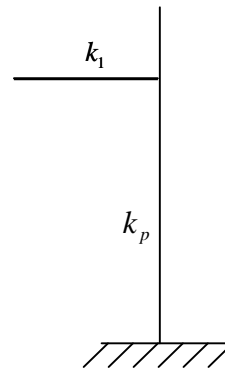
$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{2.k_p}$$

- Ø Cas du RDC:

$$\bar{k} = \frac{\sum k_i}{k_p}$$



$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_p}$$



$$\bar{k} = \frac{k_1}{k_p}$$

- Calcul des coefficients de correction a_{ij} des rigidités des poteaux :

Ø Niveau d'étage courant : $a_{ij} = \frac{\bar{k}_j}{2 + \bar{k}_j}$

Ø Niveau du RDC : $a_{ij} = \frac{0,5 + \bar{k}_j}{2 + \bar{k}_j}$ (Le poteau est supposé encasté à sa base).

sa base).

i : Indice du poteau.

j : Indice du niveau.

- **Calcul des rigidités corrigées r_{ij} des poteaux par niveau (suivant les 2 sens) :**

Ø Niveau d'étage courant :
$$r_{ij} = \frac{12.E}{h_{cj}^2} . a_{ij} . K_{poteau}$$

Ø Niveau du RDC :

-Poteau encastré à sa base :
$$r_{ij} = \frac{12.E}{h_{cj}^2} . a_{ij} . K_{poteau}$$

-Poteau articulé à sa base :
$$r_{ij} = \frac{12.E}{h_{cj}^2} . a_{ij} . K_{poteau}$$

E : Module de déformation longitudinale du béton armé.

$$E = 3216,4 \text{ KN/cm}^2.$$

i : Indice du poteau.

j : Indice du niveau.

h_c : Hauteur de calcul du niveau.

K_{poteau} : Rigidité linéaire du poteau considéré.

- **Calcul de la quantité D_j (suivant les 2 sens) :**

Pour chaque niveau (j) d'un portique longitudinal ou transversal, on calcul la quantité D définie par la formule :

$$D_j = \sum_{i=1}^n a_i^j . K_i^j$$

j : indique le niveau.

i : Indice du poteau.

K : Rigidité linéaire d'un poteau.

a : Coefficient de correction de la rigidité du poteau.

- **Calcul des rigidités relatives des portiques par niveau (suivant les 2 sens):**

La rigidité relative (R) d'un portique (i) à un niveau (j) est donnée par la formule suivante :

$$R_{ij} = \frac{12.E.D_{ij}}{h_{cj}^2}$$

h_{cj} : Hauteur de calcul du niveau considéré.

-1-2_Calcul des inerties fictives des portiques (suivant les 2 sens) :**a- Introduction :**

Lorsque une ossature est composée à la fois de portiques et de voiles, il est indispensable de comparer l'inertie des portiques et celle des voiles afin de répartir les efforts horizontaux sur les voiles d'une part, et sur les portiques d'une autre part.

Sous l'action d'une force horizontale, un voile et un portique présentent des déformées fondamentalement différentes ; La déformation du voile étant régie par la flexion, l'ensemble à pour résultat de créer une structure mixte, dont le comportement devient très complexe puisque on fait intervenir l'interaction portique-voile. Compte tenu de la présence des planchers qui imposent une déformation uniforme pour l'ensemble de la structure, les rigidités de tous les portiques et refends du bâtiment à chaque niveau sont prises en considération.

Par conséquent, on doit déterminer les inerties fictives des portiques.

b- Méthode des approximations successives :

Celle-ci à pour objectif d'attribuer des inerties fictives aux portiques. Pour se faire, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1tonne, ensuite comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend de l'ouvrage d'inertie $1m^4$, sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

Connaissant l'inertie du refend choisit, il est alors possible d'attribuer pour chaque portique et pour chaque niveau « une inertie fictive ».

Dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons trouver la même flèche pour les refends et les portiques d'un même niveau.

• Calcul des flèches dans les refends (méthode des moments des aires) :

La flèche que prendrait un refend à un niveau (i), due à une série de forces latérales peut être calculée par la méthode des moments des aires en utilisant la formule :

$$f_j = \frac{\sum S_i \cdot d_j}{E.I}$$

f_j : La valeur de la flèche au niveau (j).

S_i : Elément de surface.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1})}{2} \cdot h \quad (\text{Surface d'un trapèze}).$$

d_j : La distance entre le centre de gravité G de la surface (S_i) et le niveau où on veut calculer la flèche.

d'_i : La distance entre le centre de gravité G de la surface (S_i) et sa plus petite base.

$$d'_i = \frac{(2.b_i + b_{i+1})}{3.(b_i + b_{i+1})}.h$$

• **Calcul des déplacements des portiques au droit de chaque plancher (méthode itérative) :**

Pour le calcul des déplacements (rotation et translation) d'un portique, on utilise les formules de première approximation proposée par la méthode itérative :

Ø **Calcul de la rotation d'étage :**

-Niveau 1 (planchers du RDC) :

Si les colonnes sont encastées à leurs bases :

$$E.q_1 = \frac{M_1 + M_2}{24.\sum Kt_1 + 2.\sum.Kp_1}$$

Si les colonnes sont articulées à leurs bases :

$$E.q_1 = \frac{M_1 + M_2}{24.\sum Kp_1}$$

-Niveaux supérieurs (planchers d'étages courants) :

$$E.q_j = \frac{M_j + M_{j+1}}{24.\sum_{i=1}^n Kp_i}$$

Ø **Calcul des translations des éléments :**

$$EY_j = \frac{M_j}{12.\sum_{i=1}^n Kp_i} + \frac{Eq_j + Eq_{j+1}}{2}$$

• **Inerties fictives par niveau :**

$$Ie_j = \frac{F_j}{D_j}$$

Ie_j : Inertie équivalente du niveau «j».

F_j : Flèche du refend au niveau « j ».

D_j : Déplacement du portique du niveau «j».

$$D_j = \sum_{i=1}^j D_i$$

-1-3 Détermination du centre de torsion de la structure :

- **Définition :**

Les forces sismiques agissant sur une structure, peuvent engendrer sa torsion autour d'un axe vertical passant par un point bien déterminé appelé centre de torsion, qui est défini par ses coordonnées dans un repère arbitrairement choisis, et caractérisé par les propriétés suivantes :

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des éléments dans la même direction que celle de la force agissante.

- Un moment autour d'un axe vertical passant par le centre de torsion de la structure engendre une torsion dans la même direction que le moment.

- **Centre de torsion (portiques+voiles) :**

Le centre de torsion doit être calculé pour chaque niveau de la structure, par les formules suivantes :

$$Xc_j = \frac{\sum_{i=1}^m I_j^{vt} \cdot X_j^{vt} + \sum_{i=1}^n Ie_j^{pt} \cdot X_j^{pt}}{\sum_{i=1}^m I_j^{vt} + \sum_{i=1}^n Ie_j^{pt}}$$

$$Yc_j = \frac{\sum_{i=1}^m I_j^{vl} \cdot Y_j^{vl} + \sum_{i=1}^n Ie_j^{pl} \cdot Y_j^{pl}}{\sum_{i=1}^m I_j^{vl} + \sum_{i=1}^n Ie_j^{pl}}$$

Xc_j, Yc_j : Coordonnées du centre de torsion (c) de la structure.

X_j^{pt}, Y_j^{pl} : Coordonnées des portiques du niveau (j).

X_j^{vt}, Y_j^{vl} : Coordonnées du centre de torsion des portiques du niveau (j).

Ie_j^{pl}, Ie_j^{pt} : Inerties équivalentes des portiques (longitudinaux ou transversaux) à niveau (j).

I_j^{vl}, I_j^{vt} : Inerties des voiles (longitudinaux ou transversaux) du niveau (j).

-1-5 L'inertie polaire à la torsion par niveaux:

Pour chaque niveau, l'inertie polaire à la torsion est donnée par la formule suivante :

$$I_{qj} = \sum_{i=1}^k I_j^{vt} \cdot (x_j^{vt})^2 + \sum_{i=1}^l I_e^{pt} \cdot (x_j^{pt})^2 + \sum_{i=1}^m I_j^{vl} \cdot (y_j^{vl})^2 + \sum_{i=1}^n I_e^{pl} \cdot (y_j^{pl})^2.$$

I_j^q : Inertie polaire à la torsion du niveau (j).

X_j^{pt}, Y_j^{pl} : Distance des portiques (transversaux ou longitudinaux) niveau (j) au centre de torsion.

X_j^{vl}, Y_j^{vt} : Distance des voiles (longitudinaux ou transversaux) du niveau (j) au centre de torsion.

D)-L'amortissement :

- **h** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$h = \sqrt{7/(2+x)} \geq 0.7$$

Tableau IV.1 : Valeurs de x (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

E)-Le facteur de qualité Q:

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{i=1}^5 \dot{a} P_q$ (4-4)

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4

Tableau .IV-2 : Valeurs des pénalités Pq :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	Valeurs de Pq		Valeurs de Pq	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
Condition minimale sur les files de contreventement		0,05		0,05
Redondance en plan		0.05	0	
Régularité en plan		0.05		0.05
Régularité en élévation	0		0	
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité d'exécution	0		0	

Résultats de calcul :

-Sens longitudinal : $Q_x = 1,15$

-Sens transversal : $Q_y = 1,10$

F)-Le Site : (RPA. Art.3.3.1)

Catégorie S₃ (site meuble) : Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

IV-7-vérification des Exigences du (RPA99/version 2003) :

IV-7-1- L'excentricité :

D'après le RPA 99/Art 4.2.7, pour toutes les structures comportant des planchers à diaphragmes rigides dans leurs plans, on suppose qu'à chaque niveau, et dans chaque direction, la résultante des force horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment.
- Excentricité théorique résultante des plans (e_x, e_y) :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x < 5 \% L_x = 0.05 \times 25.3 = 1.26 \\ e_y < 5 \% L_y = 0.05 \times 20.30 = 1.015 \end{array} \right.$$

Tableau IV.3: l'excentricité de chaque étage.

niveaux	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y
RDC	13.849	11.429	13.782	11.45	-0.067	0.021
1	13.855	11.426	13.76	11.45	-0.095	0.024
2	13.839	11.426	13.767	11.45	-0.072	0.024
3	13.394	11.412	13.888	11.45	0.494	0.038
4	13.394	11.412	13.969	11.45	0.575	0.038
5	13.394	11.412	14.001	11.45	0.607	0.038
6	13.394	11.412	13.999	11.45	0.605	0.038
7	13.394	11.412	13.978	11.45	0.584	0.038
8	13.394	11.412	13.947	11.45	0.553	0.038
9	13.394	11.412	13.912	11.45	0.518	0.038
10	13.395	11.412	13.876	11.45	0.481	0.038
11	13.395	11.411	13.84	11.45	0.445	0.039
12	13.395	11.411	13.805	11.45	0.41	0.039
13	13.395	11.411	13.774	11.45	0.379	0.039
14	13.331	11.45	13.752	11.45	0.421	0

IV-7-2-La période :

Article : 4.2.4. Estimation de la période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4-6)$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$C_T=0.05$$

$$h_N=46.08\text{m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x=25.30 \text{ m}$$

$$D_y=20.30 \text{ m}$$

$$T = 0.05 \times (46.08)^{3/4} = 0.88 \text{ s}$$

$$T_x = 0.09 \times h_N / \sqrt{D} = 0.09 \times 46.08 / \sqrt{25.30} = 0.82 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times h_N / \sqrt{D} = 0.09 \times 46.08 / \sqrt{20.30} = 0.92$$

$$T = T_{\min} = 0.82$$

IV-7-2-1-Vérification de la période :

✓ Valeur de T trouvé par ETBS :

$$T_{etabs} = 1.0368 \text{ s}$$

✓ Valeur de T trouvé par La formule empirique :

$$T_{RPA} = 0.82 \text{ s} \quad T = 1.3 \times 0.82 = 1.066$$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Interprétation :

- La période fondamentale obtenue par le **ETABS** est inférieure à celle du **RPA99**

$$T_{\text{etabs}}=1.0368 \text{ s} < T = 1.066\text{s} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation.
- Le troisième mode est un mode de torsion.
- La participation massique dépasse le seuil de 90% au huitième (8) modes.

IV-7-3-Participation massique et le nombre de modes à considérer :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Tableau .IV-4 Modal Participations Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1.036804	67.9961	0	0	67.9961	0
2	0.81382	0	67.8805	0	67.9961	67.8806
3	0.666187	0.0003	0.5361	0	67.9965	68.4166
4	0.247203	17.1149	0	0	85.1114	68.4166
5	0.199167	0	16.5595	0	85.1115	84.9761
6	0.16835	0.0001	0.6771	0	85.1116	85.6532
7	0.103125	6.554	0	0	91.6656	85.6532
8	0.090507	0.0001	5.3666	0	91.6657	91.0198
9	0.079808	0.0001	0.9185	0	91.6658	91.9383
10	0.057523	3.3737	0.0009	0	95.0395	91.9392
11	0.055411	0.0026	2.0174	0	95.0421	93.9566
12	0.050248	0.0002	1.3002	0	95.0423	95.2568

Nous avons 8 modes à considéré

IV-7-4- Le déplacement relatif des niveaux :

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

- **Calcul des déplacements relatifs** : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad \text{Avec :}$$

R : Coefficient de comportement (R = 5).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

✓ **Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :**

Sens longitudinal X :

Tableau IV.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

NIVEAUX	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	Δ_k (m)=1%he	Conditions
14	5	0.0434	0.217	0.016	0.03	Vérifiée
13	5	0.0402	0.201	0.016	0.03	Vérifiée
12	5	0.037	0.185	0.0165	0.03	Vérifiée
11	5	0.0337	0.1685	0.017	0.03	Vérifiée
10	5	0.0303	0.1515	0.0175	0.03	Vérifiée
9	5	0.0268	0.134	0.0175	0.03	Vérifiée
8	5	0.0233	0.1165	0.0175	0.03	Vérifiée
7	5	0.0198	0.099	0.0175	0.03	Vérifiée
6	5	0.0163	0.0815	0.017	0.03	Vérifiée
5	5	0.0129	0.0645	0.0155	0.03	Vérifiée
4	5	0.0098	0.049	0.0145	0.03	Vérifiée
3	5	0.0069	0.0345	0.0125	0.03	Vérifiée
2	5	0.0044	0.022	0.01	0.03	Vérifiée
1	5	0.0024	0.012	0.0075	0.03	Vérifiée
RDC	5	0.0009	0.0045	0.0045	0.0408	Vérifiée

Sens transversal : Y

Tableau IV.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

NIVEAUX	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	Δ_k (m)=1%he	Conditions
14	5	0.0289	0.1445	0.019363	0.03	Vérifiée
13	5	0.0268	0.134	0.016549	0.03	Vérifiée
12	5	0.0247	0.1235	0.0139555	0.03	Vérifiée
11	5	0.0226	0.113	0.0114695	0.03	Vérifiée
10	5	0.0203	0.1015	0.009135	0.03	Vérifiée
9	5	0.018	0.09	0.007065	0.03	Vérifiée
8	5	0.0157	0.0785	0.00522025	0.03	Vérifiée
7	5	0.0133	0.0665	0.0036575	0.03	Vérifiée
6	5	0.011	0.055	0.00242	0.03	Vérifiée
5	5	0.0088	0.044	0.001474	0.03	Vérifiée
4	5	0.0067	0.0335	0.00078725	0.03	Vérifiée
3	5	0.0047	0.0235	0.0003525	0.03	Vérifiée
2	5	0.003	0.015	0.00012	0.03	Vérifiée
1	5	0.0016	0.008	0.000024	0.03	Vérifiée
RDC	5	0.0006	0.003	0	0.0408	Vérifiée

Conclusion : Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

16) Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA99ver 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

- Vérification du déplacement max :

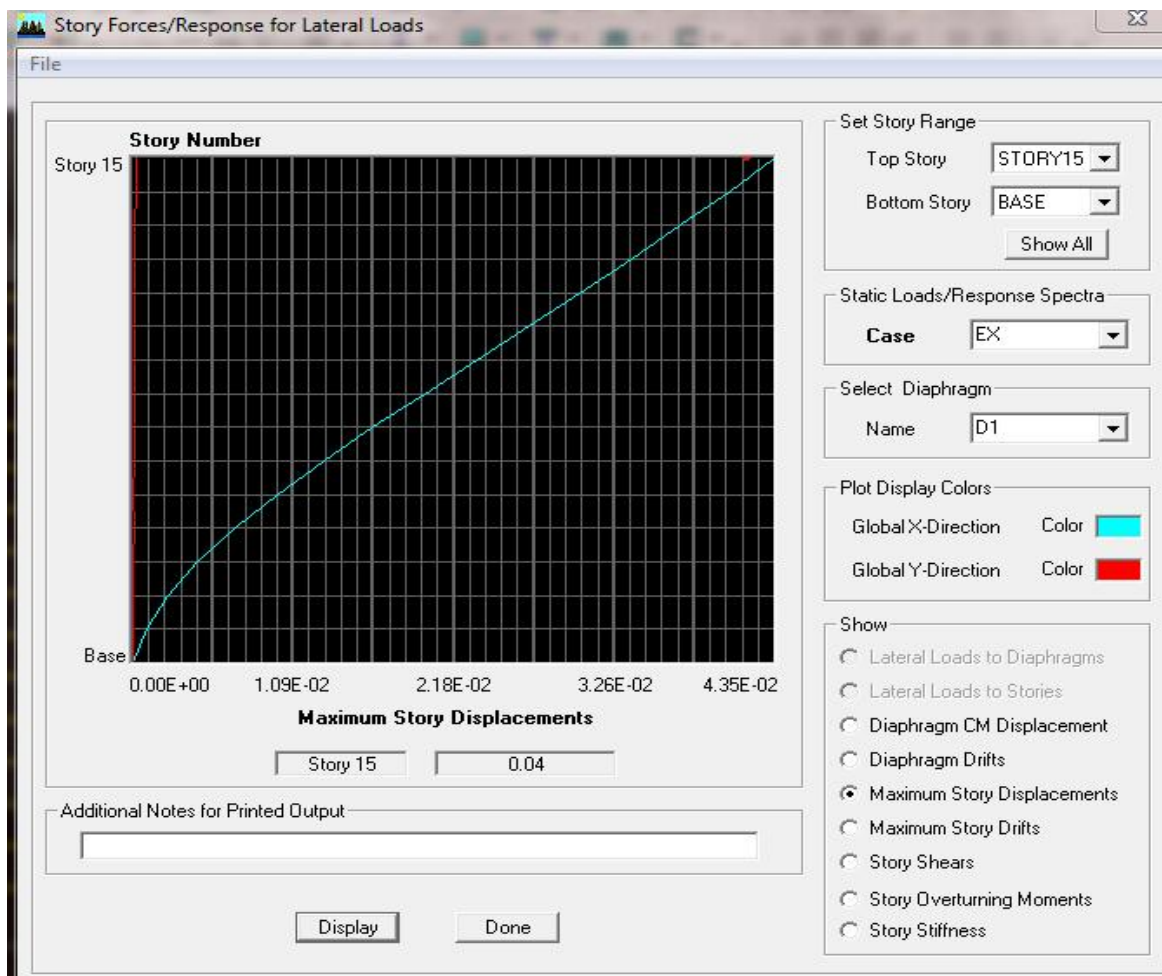


Fig.IV-11 : Vérification des déplacements selon Ex.

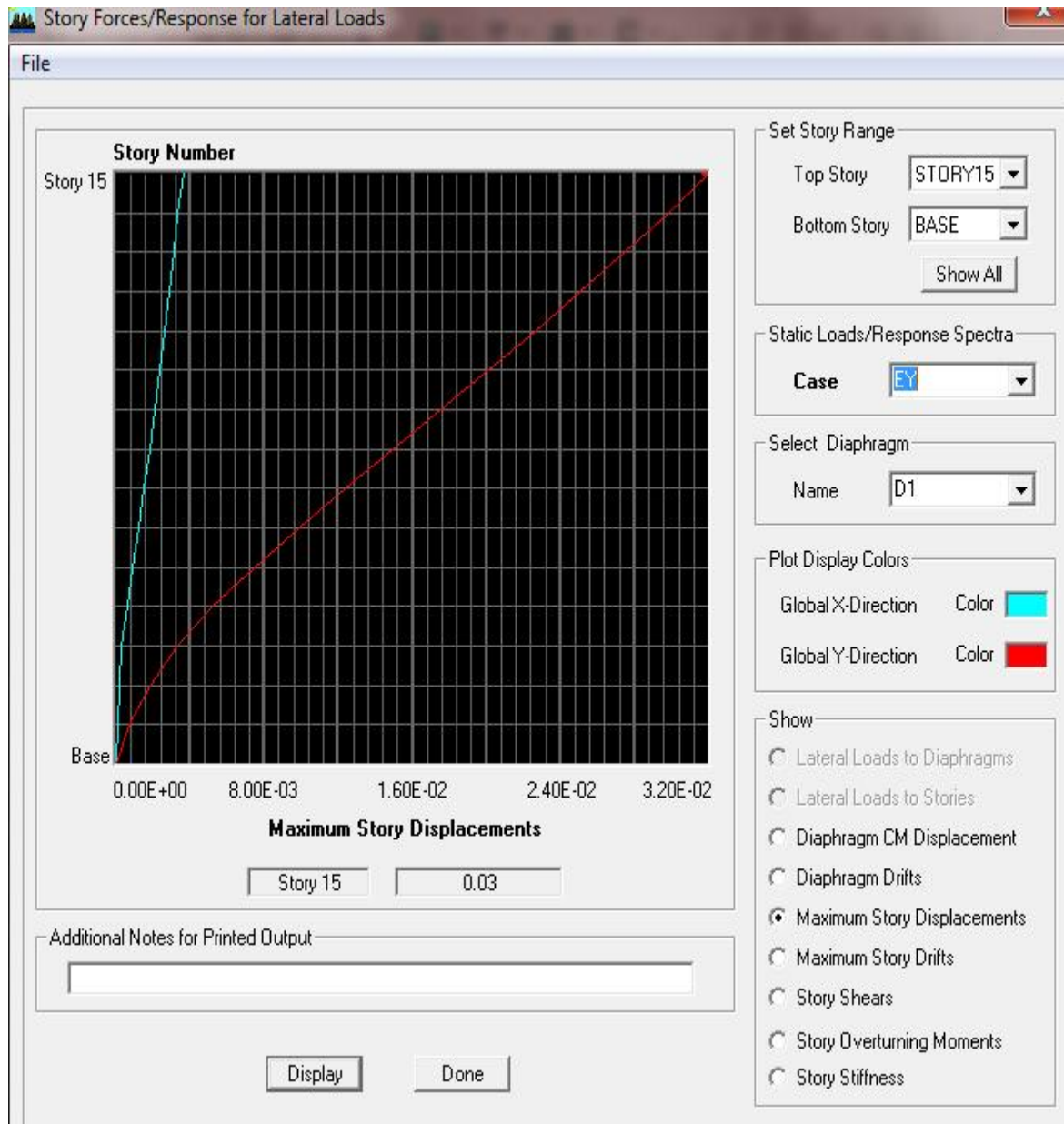


Fig.IV-11 : Vérification des déplacements selon Ey.

Vérifications des résultats des déplacements Max :

On a bien :

$$Dep_x = 0.04m <$$

$$Dep_y = 0.03 <$$



Le déplacement Max est vérifiée

IV-7-6- vérification de la résultante des forces sismiques à la base :

Rpa99 /Article : 4.2.3. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5h & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5h(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5h(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T_1 = 0.15s \quad , \quad T_2 = 0.50s \text{ (RPA/Tableau 4-7)}$$

T : donnée par la formule empirique.

$$T = 1.036 \text{ sec.} \quad T_2 < T < 3.0s$$

$$h = \sqrt{7/(2+x)} \geq 0.7 = 0.882$$

$$\begin{cases} Dx = 2.5n(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 (0.5/0.82)^{2/3} = 1.52 \\ Dx = 2.5n(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 (0.5/0.92)^{2/3} = 1.39 \end{cases}$$

W : poids total de la structure,

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

- W_{Qi} : charges d'exploitatio

- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Valeurs du coefficient de pondération b :

Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés $\beta=0,20$

W : poids total de la structure, donné par ETABS.

$$W = 9154.13 + (0.2)1199.32 = 9393.99 \text{ t}$$

$$Q : \text{facteur de qualité} \begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.10 \end{cases}$$

Coefficient d'accélération de zone. (RPA tab 4.1) $A = 0.25$

R : Coefficient de comportement global de la structure $R=5$

$$\begin{cases} V_x = ((0.25 \times 1.52 \times 1.15) / 5) \times 9393.99 = 821.53 \text{ t} \\ V_y = ((0.25 \times 1.39 \times 1.10) / 5) \times 9393.99 = 718.17 \text{ t} \end{cases}$$

Rpa99/Article : 4.3.6. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

VALEUR DE V_{xetabs} et $V_{y etabs}$

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	683.27	-0.18	0	6.044	22835.511	-7802.848
EX	2	U1	0	0.33	0	-11.092	0.005	4.449
EX	3	U1	0	-0.16	0	5.236	0.136	-3.394
EX	4	U1	265.72	-0.14	0	0.857	1881.194	-3032.945
EX	5	U1	0	0.29	0	-1.943	0.002	3.859
EX	6	U1	0	-0.13	0	0.946	0.012	-2.325
EX	7	U1	129.84	-0.28	0	1.904	790.938	-1488.215
EX	8	U1	0	0.51	0	-3.086	0.014	6.789
EX	9	U1	0	-0.22	0	1.195	0.015	-3.398
EX	10	U1	80.86	-1.25	0	5.014	307.654	-939.224
EX	11	U1	0.05	1.62	0	-6.239	0.204	21.031
EX	12	U1	0	-0.37	0	1.271	0.016	-5.499
EX	All	All	750.77	0.95	0	12.913	22936.353	8572.966
EY	1	U2	-0.18	0	0	-0.002	-6.028	2.06
EY	2	U2	0.33	744.18	0	-24811.2	11.56	9952.897
EY	3	U2	-0.16	6.8	0	-224.768	-5.823	145.721
EY	4	U2	-0.14	0	0	0	-0.986	1.59
EY	5	U2	0.29	256.95	0	-1735.15	2.057	3445.654
EY	6	U2	-0.13	10.65	0	-75.18	-0.973	184.798
EY	7	U2	-0.28	0	0	-0.004	-1.681	3.162
EY	8	U2	0.51	112.55	0	-686.621	3.029	1510.325
EY	9	U2	-0.22	20.11	0	-107.579	-1.36	305.779
EY	10	U2	-1.25	0.02	0	-0.077	-4.74	14.472
EY	11	U2	1.62	48.62	0	-187.778	6.127	632.94
EY	12	U2	-0.37	32.13	0	-110.917	-1.384	480.059
EY	All	All	0.95	804.2	0	24939.11	13.393	10782.084

	MMS	MSE	$\frac{VMMS}{VMSE} \geq 80\%$	vérification
Séisme sens x-x	$V_{x etabs}=750.77 \text{ t}$	$V_x=821.53 \text{ t}$	$0.91 > 0.80$	Condition vérifiée
Séisme sens y-y	$V_{y etabs}=804.2 \text{ t}$	$V_y=718.17 \text{ t}$	$1.12 > 0.80$	Condition vérifiée

IV-7-7- justification vis-à-vis de l'effet P-D: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-?) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + bW_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, 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° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.9 : justification vis-à-vis de l'effet P-D

Niveaux	P(KN)	Sens x-x				Sens y-y			
		Δ _k (m)	V _k xH _k	Θ _x ≤ 0.10	Obs	Δ _k (m)	V _k xH _k	Θ _y ≤ 0.10	Obs
15	403.564	0.0434	354.6	0.049393	vérifiée	0.0289	358.02	0.03258	vérifiée
14	1010.542	0.0402	667.2	0.060887	vérifiée	0.0268	689.94	0.03925	vérifiée
13	1617.518	0.037	903.57	0.066235	vérifiée	0.0247	952.5	0.04195	vérifiée
12	2224.486	0.0337	1100.49	0.06812	vérifiée	0.0226	1173.9	0.04283	vérifiée
11	2831.464	0.0303	1278.93	0.067082	vérifiée	0.0203	1372.8	0.04187	vérifiée
10	3450.872	0.0268	1439.37	0.064253	vérifiée	0.018	1551.9	0.04003	vérifiée
9	4070.28	0.0233	1579.56	0.06004	vérifiée	0.0157	1709.58	0.03738	vérifiée
8	4689.678	0.0198	1705.98	0.054429	vérifiée	0.0133	1850.28	0.03371	vérifiée
7	5309.084	0.0163	1823.58	0.047455	vérifiée	0.011	1977.39	0.02953	vérifiée
6	5928.482	0.0129	1929.63	0.039633	vérifiée	0.0088	2089.47	0.02497	vérifiée
5	6547.89	0.0098	2020.8	0.031754	vérifiée	0.0067	2184.96	0.02008	vérifiée
4	7167.298	0.0069	2099.91	0.023551	vérifiée	0.0047	2266.11	0.01487	vérifiée
3	7782.366	0.0044	2169.81	0.015781	vérifiée	0.003	2334.27	0.01	vérifiée
2	8418.224	0.0024	2223.84	0.009085	vérifiée	0.0016	2385.33	0.00565	vérifiée
1	9053.964	0.0009	3063.14	0.00266	vérifiée	0.0006	3281.136	0.00166	vérifiée

IV-8-Effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003)

On entend par effort normal réduit le rapport :

$$\gamma = \frac{N_d}{B_c F_{28}} \leq 0.30 \quad N_d = 994.3 \text{ Kn}$$

$$\gamma = \frac{994.3}{(0.40)^2 25000} = 0.248 \leq 0.3 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Section brute du béton égale à 40x40

F_{c28} : La résistance caractéristique de béton.

Conclusion :

Toutes les recommandations sont satisfaites nous pouvons ainsi extraire les efforts avec les quel nous allons ferrailer notre structure dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VII:
FICHER RESULTAT

S T O R Y D A T A

STORY	HEIGHT	ELEVATION
STORY15	3.000	46.080
STORY14	3.000	43.080
STORY13	3.000	40.080
STORY12	3.000	37.080
STORY11	3.000	34.080
STORY10	3.000	31.080
STORY9	3.000	28.080
STORY8	3.000	25.080
STORY7	3.000	22.080
STORY6	3.000	19.080
STORY5	3.000	16.080
STORY4	3.000	13.080
STORY3	3.000	10.080
STORY2	3.000	7.080
STORY1	4.080	4.080
BASE		0.000

S T A T I C L O A D C A S E S

STATIC CASE	CASE TYPE	AUTO LAT LOAD	SELF WT MULTIPLIER	NOTIONAL FACTOR	NOTIONAL DIRECTION
DEAD	DEAD	N/A	1.0000		
LIVE	LIVE	N/A	0.0000		

R E S P O N S E S P E C T R U M C A S E S

RESP SPEC CASE: EX

BASIC RESPONSE SPECTRUM DATA

MODAL COMBO	DIRECTION COMBO	MODAL DAMPING	SPECTRUM ANGLE	TYPICAL ECCEN
CQC	SRSS	0.0500	0.0000	0.0000

RESPONSE SPECTRUM FUNCTION ASSIGNMENT DATA

DIRECTION	FUNCTION	SCALE FACT
U1	RPA	9.8100
U2	RPA	9.8100
UZ	----	N/A

RESP SPEC CASE: EY

BASIC RESPONSE SPECTRUM DATA

MODAL COMBO	DIRECTION COMBO	MODAL DAMPING	SPECTRUM ANGLE	TYPICAL ECCEN
CQC	SRSS	0.0500	0.0000	0.0000

RESPONSE SPECTRUM FUNCTION ASSIGNMENT DATA

DIRECTION	FUNCTION	SCALE FACT
U1	RPA	9.8100
U2	RPA	9.8100
UZ	----	N/A

M A S S S O U R C E D A T A

MASS FROM	LATERAL MASS ONLY	LUMP MASS AT STORIES
Loads	Yes	Yes

M A S S S O U R C E L O A D S

LOAD	MULTIPLIER
DEAD	1.0000
LIVE	0.2000

A S S E M B L E D P O I N T M A S S E S

STORY RZ	UX	UY	UZ	RX	RY
STORY15 3.973E+03	5.169E+01	5.169E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
STORY14 4.709E+03	6.135E+01	6.135E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
STORY13 4.709E+03	6.135E+01	6.135E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
STORY12 4.709E+03	6.135E+01	6.135E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
STORY11 4.767E+03	6.189E+01	6.189E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
STORY10 4.832E+03	6.252E+01	6.252E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
STORY9 4.832E+03	6.252E+01	6.252E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
STORY8 4.832E+03	6.252E+01	6.252E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
STORY7 4.832E+03	6.252E+01	6.252E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
STORY6 4.832E+03	6.252E+01	6.252E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
STORY5 4.832E+03	6.252E+01	6.252E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
STORY4 4.832E+03	6.252E+01	6.252E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
STORY3 4.958E+03	6.304E+01	6.304E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
STORY2 5.065E+03	6.411E+01	6.411E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
STORY1 5.966E+03	6.871E+01	6.871E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
BASE 0.000E+00	1.734E+01	1.734E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Totals 7.268E+04	9.485E+02	9.485E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00

**C E N T E R S O F C U M U L A T I V E M A S S & C E N T E R S O F
R I G I D I T Y**

STORY RIGIDITY--/ LEVEL ORDINATE-Y	DIAPHRAGM NAME	/-----CENTER OF MASS-----//--CENTER OF MASS	ORDINATE-X	ORDINATE-Y	ORDINATE-X
STORY15 11.450	D15	5.034E+01	13.331	11.450	13.752
STORY14 11.450	D14	5.886E+01	13.395	11.411	13.774
STORY13 11.450	D13	5.886E+01	13.395	11.411	13.805
STORY12 11.450	D12	5.886E+01	13.395	11.411	13.840
STORY11 11.450	D11	5.941E+01	13.395	11.412	13.876
STORY10 11.450	D10	6.004E+01	13.394	11.412	13.912
STORY9 11.450	D9	6.004E+01	13.394	11.412	13.947
STORY8 11.450	D8	6.004E+01	13.394	11.412	13.978
STORY7 11.450	D7	6.004E+01	13.394	11.412	13.999
STORY6 11.450	D6	6.004E+01	13.394	11.412	14.001
STORY5 11.450	D5	6.004E+01	13.394	11.412	13.969
STORY4 11.450	D4	6.004E+01	13.394	11.412	13.888
STORY3 11.450	D3	6.040E+01	13.839	11.426	13.767
STORY2 11.450	D2	6.124E+01	13.855	11.426	13.760
STORY1 11.450	D1	6.871E+01	13.849	11.429	13.782

M O D A L P E R I O D S A N D F R E Q U E N C I E S

MODE CIRCULAR FREQ NUMBER (RADIAN/TIME)	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)
Mode 1 6.06002	1.03683	0.96448
Mode 2 7.72119	0.81376	1.22887
Mode 3 9.43135	0.66620	1.50105
Mode 4 25.41370	0.24724	4.04472
Mode 5 31.54094	0.19921	5.01990
Mode 6 37.31210	0.16840	5.93841
Mode 7 60.92768	0.10313	9.69694
Mode 8 69.42827	0.09050	11.04985
Mode 9 78.72747	0.07981	12.52987
Mode 10 109.21549	0.05753	17.38219
Mode 11 113.35374	0.05543	18.04081
Mode 12 125.03550	0.05025	19.90002

MODAL LOAD PARTICIPATION RATIOS
(STATIC AND DYNAMIC RATIOS ARE IN PERCENT)

TYPE	NAME	STATIC	DYNAMIC
Load	DEAD	0.0117	0.0000
Load	LIVE	0.0092	0.0000
Accel	UX	99.9944	95.0421
Accel	UY	99.9916	95.2564
Accel	UZ	0.0000	0.0000
Accel	RX	99.9999	99.9593
Accel	RY	100.0000	99.9549
Accel	RZ	109.4983	95.7181

DISPLACEMENTS AT DIAPHRAGM CENTER OF MASS

STORY	DIAPHRAGM	LOAD	UX	UY	RZ
STORY15	D15	EX	0.0434	0.0289	0.00031
STORY14	D14	EX	0.0402	0.0268	0.00029
STORY13	D13	EX	0.0370	0.0247	0.00027
STORY12	D12	EX	0.0337	0.0226	0.00025
STORY11	D11	EX	0.0303	0.0203	0.00023
STORY10	D10	EX	0.0268	0.0180	0.00020
STORY9	D9	EX	0.0233	0.0157	0.00018
STORY8	D8	EX	0.0198	0.0133	0.00015
STORY7	D7	EX	0.0163	0.0110	0.00013
STORY6	D6	EX	0.0129	0.0088	0.00010
STORY5	D5	EX	0.0098	0.0067	0.00008
STORY4	D4	EX	0.0069	0.0047	0.00005
STORY3	D3	EX	0.0044	0.0030	0.00003
STORY2	D2	EX	0.0024	0.0016	0.00002
STORY1	D1	EX	0.0009	0.0006	0.00001
STORY15	D15	EY	0.0434	0.0289	0.00031
STORY14	D14	EY	0.0402	0.0268	0.00029
STORY13	D13	EY	0.0370	0.0247	0.00027
STORY12	D12	EY	0.0337	0.0226	0.00025
STORY11	D11	EY	0.0303	0.0203	0.00023
STORY10	D10	EY	0.0268	0.0180	0.00020
STORY9	D9	EY	0.0233	0.0157	0.00018
STORY8	D8	EY	0.0198	0.0133	0.00015
STORY7	D7	EY	0.0163	0.0110	0.00013
STORY6	D6	EY	0.0129	0.0088	0.00010
STORY5	D5	EY	0.0098	0.0067	0.00008
STORY4	D4	EY	0.0069	0.0047	0.00005
STORY3	D3	EY	0.0044	0.0030	0.00003
STORY2	D2	EY	0.0024	0.0016	0.00002
STORY1	D1	EY	0.0009	0.0006	0.00001

LES EFFORTS INTERNES DANS LES ELEMENTS :

1) Les poutres :

Poutres principales : M en (KN.m) et V en (KN)

Tableau (VI-6) : Les efforts internes dans les poutres principales

Niveaux	Efforts	ELU	ELS	G+Q±E	0,8G±E
14	$M_{trav}(M_{3max})$	60.81	44.31	44.31	30.20
	$M_{app}(M_{3min})$	100.94	73.65	73.65	50.85
	$V_{max}(V_{2max})$	96.00	70.1	70.1	48.80
13	$M_{trav}(M_{3max})$	71.25	51.96	51.96	35.68
	$M_{app}(M_{3min})$	101.99	74.36	74.36	50.92
	$V_{max}(V_{2max})$	93.90	68.4	68.40	46.70
12	$M_{trav}(M_{3max})$	69.44	50.63	50.63	34.69
	$M_{app}(M_{3min})$	100.25	73.08	73.31	49.96
	$V_{max}(V_{2max})$	92.40	67.3	67.30	45.80
11	$M_{trav}(M_{3max})$	67.38	49.12	49.12	33.59
	$M_{app}(M_{3min})$	97.97	71.40	71.40	48.73
	$V_{max}(V_{2max})$	90.60	66.00	66.00	44.80
10	$M_{trav}(M_{3max})$	68.07	49.61	49.61	33.88
	$M_{app}(M_{3min})$	94.63	68.96	68.96	47.00
	$V_{max}(V_{2max})$	90.50	65.90	65.90	44.80
9	$M_{trav}(M_{3max})$	69.47	50.63	50.63	34.55
	$M_{app}(M_{3min})$	93.54	68.17	68.18	46.13
	$V_{max}(V_{2max})$	90.70	66.00	66.00	44.80
8	$M_{trav}(M_{3max})$	66.20	48.24	48.24	32.87
	$M_{app}(M_{3min})$	90.00	65.57	65.57	44.61
	$V_{max}(V_{2max})$	87.70	63.90	63.90	43.30
7	$M_{trav}(M_{3max})$	62.65	45.65	45.65	31.04
	$M_{app}(M_{3min})$	85.81	62.51	62.51	42.46
	$V_{max}(V_{2max})$	84.30	61.40	61.40	41.60
6	$M_{trav}(M_{3max})$	59.25	42.40	42.40	28.76
	$M_{app}(M_{3min})$	80.63	58.73	58.73	38.81
	$V_{max}(V_{2max})$	80.10	58.40	58.40	39.40
5	$M_{trav}(M_{3max})$	58.20	38.42	38.42	25.98
	$M_{app}(M_{3min})$	74.34	54.14	54.14	36.60
	$V_{max}(V_{2max})$	75.00	54.60	54.6	36.80
4	$M_{trav}(M_{3max})$	56.76	36.60	33.6	22.60
	$M_{app}(M_{3min})$	66.76	48.59	48.59	32.73
	$V_{max}(V_{2max})$	68.90	50.10	50.10	33.60
3	$M_{trav}(M_{3max})$	55.80	27.59	27.59	18.40
	$M_{app}(M_{3min})$	57.52	41.85	41.85	28.01
	$V_{max}(V_{2max})$	61.30	44.60	44.60	29.80
2	$M_{trav}(M_{3max})$	61.55	21.10	21.10	14.21
	$M_{app}(M_{3min})$	46.45	33.72	33.72	22.03
	$V_{max}(V_{2max})$	54.60	39.60	39.60	25.10
1	$M_{trav}(M_{3max})$	62.32	15.72	15.72	10.58
	$M_{app}(M_{3min})$	37.36	27.10	27.10	17.55
	$V_{max}(V_{2max})$	47.30	34.20	34.20	21.50
RDC	$M_{trav}(M_{3max})$	60.20	7.58	7.58	4.88
	$M_{app}(M_{3min})$	25.14	18.21	18.21	11.63
	$V_{max}(V_{2max})$	36.70	26.50	26.50	16.40

Poutres secondaires : $M(KN.m)$ et $V(KN)$:

Tableau (VI-7) : Les efforts internes dans les poutres secondaires

Niveaux	Efforts	ELU	ELSS	G+Q±E	0,8G±E
14	$M_{trav}(M3max)$	40.54	70.16	29.65	21.01
	$M_{app}(M3min)$	96.12	29.65	70.16	48.65
	$V_{max}(V2max)$	114.4	83.50	83.50	58.00
13	$M_{trav}(M3max)$	41.74	72.12	30.40	20.56
	$M_{app}(M3min)$	99.01	30.40	72.12	48.90
	$V_{max}(V2max)$	118.7	86.40	86.40	57.80
12	$M_{trav}(M3max)$	41.68	71.35	30.36	20.55
	$M_{app}(M3min)$	97.96	30.36	71.35	48.36
	$V_{max}(V2max)$	117.7	85.70	85.70	57.20
11	$M_{trav}(M3max)$	41.48	70.41	30.21	20.45
	$M_{app}(M3min)$	96.67	30.11	70.41	47.69
	$V_{max}(V2max)$	116.4	84.80	84.80	57.20
10	$M_{trav}(M3max)$	40.95	67.01	29.82	20.19
	$M_{app}(M3min)$	92.01	29.42	67.01	45.37
	$V_{max}(V2max)$	114.6	83.40	83.40	56.20
9	$M_{trav}(M3max)$	40.46	65.87	29.47	19.96
	$M_{app}(M3min)$	90.45	29.45	65.87	44.58
	$V_{max}(V2max)$	113.5	82.60	82.60	55.70
8	$M_{trav}(M3max)$	40.17	64.15	29.26	19.82
	$M_{app}(M3min)$	88.09	29.76	64.15	43.40
	$V_{max}(V2max)$	111.2	81.00	81.00	54.60
7	$M_{trav}(M3max)$	39.80	62.12	28.99	19.64
	$M_{app}(M3min)$	85.30	28.99	62.12	42.00
	$V_{max}(V2max)$	110.00	80.10	80.10	54.00
6	$M_{trav}(M3max)$	39.36	59.69	28.67	19.42
	$M_{app}(M3min)$	85.30	28.57	59.69	40.33
	$V_{max}(V2max)$	108.70	79.10	79.10	53.40
5	$M_{trav}(M3max)$	38.86	57.13	28.30	19.18
	$M_{app}(M3min)$	81.97	28.30	57.13	38.37
	$V_{max}(V2max)$	107.1	78.00	78.00	52.60
4	$M_{trav}(M3max)$	38.27	54.80	27.87	18.89
	$M_{app}(M3min)$	78.52	27.87	54.80	36.73
	$V_{max}(V2max)$	105.40	76.70	76.70	51.80
3	$M_{trav}(M3max)$	37.64	52.21	27.42	18.59
	$M_{app}(M3min)$	75.32	27.42	52.21	35.06
	$V_{max}(V2max)$	103.50	75.30	75.30	50.90
2	$M_{trav}(M3max)$	40.11	57.00	29.00	18.05
	$M_{app}(M3min)$	71.74	29.00	51.00	31.84
	$V_{max}(V2max)$	110.00	79.50	79.50	49.20
1	$M_{trav}(M3max)$	39.40	48.07	28.47	17.66
	$M_{app}(M3min)$	66.49	28.47	48.07	29.93
	$V_{max}(V2max)$	107.70	77.80	77.80	48.10
RDC	$M_{trav}(M3max)$	39.34	45.18	28.43	17.58
	$M_{app}(M3min)$	62.52	28.43	45.18	28.08
	$V_{max}(V2max)$	105.5	76.20	76.20	47.10

2) Les poteaux :

Poteaux sens longitudinal : $M_3(KN.m)$ et $P(KN)$

Tableau (VI-8) : Les efforts internes dans les poteaux sens longitudinal

NIV	Efforts	COMBINAISONS							
		ELU		ELS		G+Q±E		0.8G±E	
14	Pmax- Mcor	80.1	0.2	585	5.42	58.5	5.42	41	3.12
	Pmin- Mcor	5.2	7.55	3.9	0.15	3.9	0.15	3.2	0.1
	Mmax- Pcor	18.29	20.9	13.32	15.4	13.32	15.4	9.02	11.6
13	Pmax- Mcor	15.3	4.57	111.4	3.25	111.4	3.25	75.7	1.6
	Pmin- Mcor	14.1	0.29	10.3	0.21	10.3	0.21	7.2	0.14
	Mmax- Pcor	15.58	44.7	11.33	32.8	11.33	32.8	7.8	36.1
12	Pmax- Mcor	228.9	4.04	166.6	2.87	166.6	2.87	111.9	1.35
	Pmin- Mcor	307.4	3.14	21.2	0.27	21.2	0.27	15.1	0.18
	Mmax- Pcor	16	67.4	11.64	49.4	11.64	49.4	7.8	36.1
11	Pmax- Mcor	307.4	3.14	223.6	2.22	223.6	2.22	149.3	0.98
	Pmin- Mcor	39.8	4.04	29.2	0.25	29.2	0.25	20.8	0.17
	Mmax- Pcor	14.12	67.4	10.28	67.7	10.28	67.7	6.88	49.3
10	Pmax- Mcor	389	4.47	283	3.14	283	3.14	188.7	1.35
	Pmin- Mcor	67.5	12.5	49.4	0.44	49.4	0.44	35.4	0.3
	Mmax- Pcor	21.46	144.4	15.61	105.9	15.61	106	10.45	77.1
9	Pmax- Mcor	470.5	3.6	342.2	2.53	342.2	2.53	228.1	1.01
	Pmin- Mcor	83.5	0.62	61.2	0.45	71.6	0.44	43.9	1.01
	Mmax- Pcor	21.21	177.1	14.64	129.9	14.28	152	9.8	94.5
8	Pmax- Mcor	552.2	2.71	403.7	1.89	403.7	1.89	268.9	0.64
	Pmin- Mcor	97.8	0.6	71.6	0.44	71.6	0.45	51.5	0.29
	Mmax- Pcor	19.63	206.7	14.28	151.6	14.28	152	9.57	110.3
7	Pmax- Mcor	643.2	1.64	467.7	1.12	467.7	1.12	311.2	0.2
	Pmin- Mcor	111.9	0.58	82	0.42	82	0.42	59	0.28
	Mmax- Pcor	188.9	235.8	13.75	173	13.75	173		
6	Pmax- Mcor	735.3	0.36	534.6	0.2	534.6	0.2	355.3	0.34
	Pmin- Mcor	1254.4	0.55	91.8	0.4	91.8	0.4	66.1	0.27
	Mmax- Pcor	18.21	264.3	13.19	193.8	13.19	194	8.86	141.1
5	Pmax- Mcor	832	0.52	604.9	0.86	604.9	0.86	401.1	0.96
	Pmin- Mcor	138.3	1.12	101.3	0.38	101.3	0.38	73	0.25
	Mmax- Pcor	17.06	291.8	12.42	214	12.42	214	8.35	155.8
4	Pmax- Mcor	934.2	3.09	679.1	2.29	679.1	2.29	450	1.81
	Pmin- Mcor	150.2	0.49	110	0.36	110	0.36	79.3	0.24
	Mmax- Pcor	17.02	318.2	12.39	233.4	12.39	233	8.35	170.1
3	Pmax- Mcor	1043.2	3.89	758.1	2.83	758.1	2.83	501.4	1.92
	Pmin- Mcor	164.1	0.43	120.3	0.31	120.3	0.31	87.3	0.2
	Mmax- Pcor	13.91	474.3	10.08	346.9	10.08	347	6.47	245.9
2	Pmax- Mcor	1109.2	6.11	495	14.55	806.4	4.42	535.4	2.81
	Pmin- Mcor	67.8	19.83	463.9	13.73	49.3	14.4	32.5	9.68
	Mmax- Pcor	18.89	634.6	13.73	463.9	13.73	464	8.89	41.1
1	Pmax- Mcor	1179.8	8.46	857.9	6.11	847.3	3.61	573.2	3.89
	Pmin- Mcor	150.6	9.39	109.6	6.82	177.7	0.47	73.6	4.49
	Mmax- Pcor	21.19	694.1	15.32	507.2	15.32	507	9.54	355.4
RDC	Pmax- Mcor	1366.2	2.42	994.3	1.75	679.5	0.65	667.7	1.08
	Pmin- Mcor	227.3	7.32	165.5	5.31	165.5	5.51	111.6	3.45
	Mmax- Pcor	9.97	738.3	7.21	539.1	7.21	539	4.48	375.5

Poteaux sens transversal : M_2 (KN.m) et P (KN)

Tableau (VI-9) : Les efforts internes dans les poteaux sens transversal

NIV	Efforts	COMBINAISONS							
		ELU		ELS		G+Q+E		0.8G+E	
14	Pmax- Mcor	80.1	25.39	585	18.23	58.5	18.23	41	10.43
	Pmin- Mcor	5.2	1.49	3.9	10.9	3.9	1.09	3.2	0.76
	Mmax- Pcor	30.47	43.6	22.23	32.5	22.23	32.5	15.35	26.9
13	Pmax- Mcor	15.3	21.82	111.4	15.67	111.4	15.65	75.7	8.97
	Pmin- Mcor	14.1	0.08	10.3	0.06	10.3	0.06	7.2	0.04
	Mmax- Pcor	28.01	86.6	20.44	63.7	20.44	63.7	14.11	48
12	Pmax- Mcor	228.9	21.82	166.6	15.66	166.6	15.66	111.9	8.93
	Pmin- Mcor	307.4	0.09	21.2	0.06	21.2	0.06	15.1	0.04
	Mmax- Pcor	27.8	132.2	20.28	97	20.28	97	12.25	95.3
11	Pmax- Mcor	307.4	18.2	223.6	13.06	223.6	13.06	149.3	7.4
	Pmin- Mcor	39.8	0.09	29.2	0.06	29.2	0.06	20.8	0.04
	Mmax- Pcor	24.35	181.5	17.76	132.9	17.76	132.9	1.84	124
10	Pmax- Mcor	389	25.8	283	18.5	283	18.5	188.7	0.07
	Pmin- Mcor	67.5	11.2	49.4	0.1	49.4	0.1	35.4	10.43
	Mmax- Pcor	36.71	237.9	26.78	174.1	26.78	174.1	16.95	154
9	Pmax- Mcor	470.5	23.38	342.2	16.76	342.2	16.76	228.1	9.4
	Pmin- Mcor	83.5	0.12	61.2	0.09	71.6	0.09	43.9	0.06
	Mmax- Pcor	33.71	296.7	24.59	217	24.59	217	16.16	186.6
8	Pmax- Mcor	552.2	22.23	403.7	15.93	403.7	15.93	268.9	8.88
	Pmin- Mcor	97.8	0.12	71.6	0.09	71.6	0.09	51.5	0.06
	Mmax- Pcor	32.14	360.5	23.44	263.7	23.44	263.7	8.15	420.5
7	Pmax- Mcor	643.2	20.62	467.7	14.76	467.7	14.76	311.2	8.15
	Pmin- Mcor	111.9	0.58	82	0.08	82	0.08	59	0.06
	Mmax- Pcor	30.04	430.7	21.91	315	21.91	315	9	492.9
6	Pmax- Mcor	735.3	18.82	534.6	13.46	534.6	13.46	355.3	7.34
	Pmin- Mcor	1254.4	0.1	91.8	0.07	91.8	0.07	66.1	0.05
	Mmax- Pcor	27.61	509.1	20.14	372.2	20.14	372.2	6.84	573.2
5	Pmax- Mcor	832	16.54	604.9	11.82	604.9	11.82	401.1	6.33
	Pmin- Mcor	138.3	0.09	101.3	0.07	101.3	0.07	73	0.04
	Mmax- Pcor	24.77	597.7	18.07	437	18.07	437	2.78	651.1
4	Pmax- Mcor	934.2	15.31	679.1	0.05	679.1	10.91	450	5.66
	Pmin- Mcor	150.2	0.08	110	10.91	110	0.05	79.3	0.04
	Mmax- Pcor	21.73	699.3	15.85	511.2	15.85	511.2	8.35	170.1
3	Pmax- Mcor	1043.2	5.04	758.1	3.58	758.1	3.58	501.4	1.77
	Pmin- Mcor	164.1	0.06	120.3	0.04	120.3	0.04	87.3	0.03
	Mmax- Pcor	16.26	817.2	11.89	597.4	11.86	597.4	6.47	245.9
2	Pmax- Mcor	1109.2	0.72	495	14.55	806.4	0.48	535.4	5.96
	Pmin- Mcor	67.8	11.09	463.9	13.73	49.3	8.14	32.5	0.03
	Mmax- Pcor	18	980	13.13	715	13.13	715	357.30	9.59
1	Pmax- Mcor	1179.8	1.56	857.9	1.17	847.3	0.03	573.2	6.84
	Pmin- Mcor	150.6	4.26	109.6	3.13	177.7	0.03	73.6	2.29
	Mmax- Pcor	13.49	1159	9.85	844.3	9.85	844.3	9.54	357.3
RDC	Pmax- Mcor	1366.2	3.11	994.3	2.27	679.5	0.83	667.7	1.59
	Pmin- Mcor	227.3	3.32	165.5	2.44	165.5	2.44	111.6	1.78
	Mmax- Pcor	5.43	1335.9	3.97	972	3.97	972	4.48	36.8

3) Les voiles :

Voiles longitudinaux :

Tableau (VI-10) : Les contraintes et les efforts dans les voiles longitudinaux

NIVEAUX RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , ETAGE (ZoneI)			
Combinaisons	Contraintes et efforts	VL1, VL3, VL9, VL11	VL2, VL4, VL10, VL12
ELU G+Q+E 0.8G+E	$\sigma_{max}(S_{22}) \text{ KN/m}^2$	3052.80	3623.9
	$\sigma_{min}(S_{22}) \text{ KN/m}^2$	-3839	2705.5
	$Vu (F_{12}) \text{ K N}$	213	245.8
ELS	$N_S(F_{22}) \text{ KN}$	2034.5	1779
NIVEAU, 3 ^{ème} , , 10 ^{ème} ETAGE (ZoneII)			
Combinaisons	Contraintes et efforts	VL1, VL3, VL9, VL11	VL2, VL4, VL10, VL12
ELU G+Q+E 0.8G+E	$\sigma_{max}(S_{22}) \text{ kn/m}^2$	3558.60	3251.9
	$\sigma_{min}(S_{22}) \text{ kn/m}^2$	1457.80	932.10
	$Vu (\text{kn})$	188.80	186.50
ELS	$N_S(\text{kn})$	1791.30	1523
NIVEAUX 11 ^e , , 14 ^{ème} ETAGE (ZoneIII)			
Combinaisons	Contraintes et efforts	VL1, VL3, VL9, VL11	VL2, VL4, VL10, VL12
ELU G+Q+E 0.8G+E	$\sigma_{max}(S_{22}) \text{ kn/m}^2$	140.6	1782.20
	$\sigma_{min}(S_{22}) \text{ kn/m}^2$	-1550.9	522.70
	$Vu (\text{kn})$	177.5	186.40
ELS	$N_S(\text{kn})$	759.50	647.20

Voiles transversaux :

Tableau (VI-11) : Les contraintes et les efforts dans les voiles transversaux

NIVEAUX RDC,1^{er},2^{ème}, ETAGE (ZoneI)				
Combinaisons	Contraintes et efforts	VT1,VT4,VT13 ,VT16	VT2,VT3,VT14,VT15	VT5,VT6,VT7,VT8 VT9 ,VT10 ,VT11 ,
ELU G+Q±E 0.8G±E	$\sigma_{max}(S_{22})$ kn/m²	3921.90	4653.50	3577.10
	$\sigma_{min}(S_{22})$ kn/m²	2283.70	3060.90	2852.40
	Vu (kn)	62.80	74.00	243.60
ELS	N_S(kn)	1438.50	3323	2793.40
NIVEAU, 3^{ème},.....,10^{ème} ETAGE (ZoneII)				
Combinaisons	Contraintes et efforts	VT1,VT4,VT13 ,VT16	VT2,VT3,VT14,VT15	VT5,VT6,VT7,VT8,VT9 , VT10 ,VT11 ,VT12
ELU G+Q±E 0.8G±E	$\sigma_{max}(S_{22})$ kn/m²	277.8	4143.30	3512.50
	$\sigma_{min}(S_{22})$ kn/m²	-3951	1061.13	326.40
	Vu (kn)	43.10	53.10	119.60
ELS	N_S(kn)	1201.60	2863.40	2268.20
NIVEAUX 11^{ème},.....,14^{ème} ETAGE (ZoneIII)				
Combinaisons	Contraintes et efforts	VT1,VT4,VT13 ,VT16	VT2,VT3,VT14,VT15	VT5,VT6,VT7,VT8 VT9 ,VT10 ,VT11 ,
ELU G+Q±E 0.8G±E	$\sigma_{max}(S_{22})$ kn/m²	3173.70	2524.90	1048.20
	$\sigma_{min}(S_{22})$ kn/m²	-3534.80	3900.50	-3258.20
	Vu (kn)	35.50	23.80	15.30
ELS	N_S(kn)	511.10	1179.00	900.70

***FERRAILLAGE DES
ELEMENTS
STRUCTURAUX***

FERRAILLAGE DES
POUTRES

I- Introduction :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le **ETABS** , qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA 99 et le BAEL 91 puis seront vérifiées à l'ELS :

- **1.35G + 1.5Q** : à *L'ELU*.
- **G + Q** : à *L'ELS*.
- **G + Q ± E** : *RPA99 révisé 2003*.
- **0.8 G ± E** : *RPA99 révisé 2003*.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimale d'armature imposé par le RPA 99 en zone III.

II- Recommandations du RPA99 :

1. Armatures longitudinales :

a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

→ **Poutre principales** : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.

→ **Poutre secondaires** : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

→ **4%** en zone courante.

→ **6%** en zone de recouvrement.

→

• **Poutres principales** : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

• **Poutres secondaires** : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$. (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$. (en zone de recouvrement).

c) La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.

d) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

2. Armatures transversales :

Ø Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003x St \times b$$

Ø L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Ø Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

III- Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_s : Section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.

A'_s : Section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion « M_u » supporté par la section

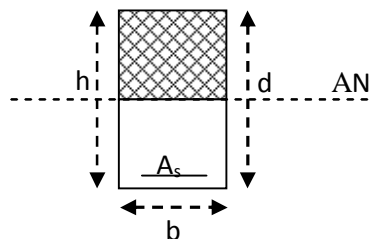
On calcul le moment réduit :
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{MPa.}$$

Si $\mu_b \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$



Si $\mu_b \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée c. à .d la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimées

On calcul :
$$\begin{cases} M_l = m_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$

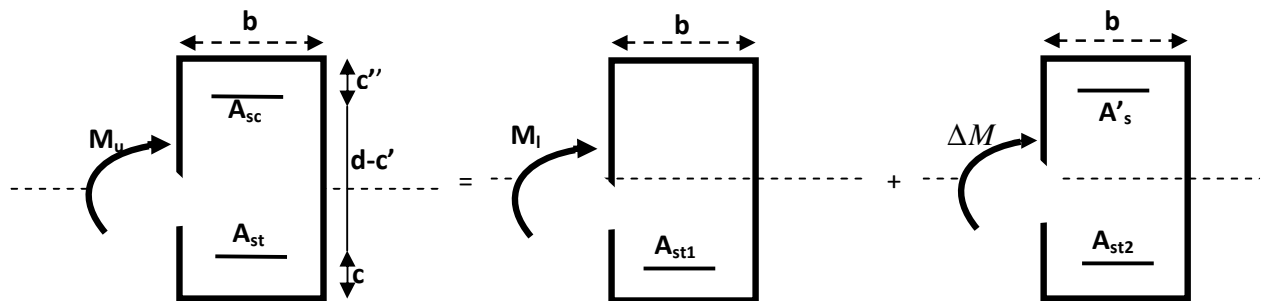
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

§ **Armatures tendues :**
$$A_{st} = \frac{M_r}{b_r d s_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') s_s}$$

§ **Armatures comprimées :**
$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0,4 M_u$ (Art BAEL B66).

IV - Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

Ø **Etat limite de résistance de béton :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$s_{bc} = k \times s_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{s}_{bc} = 15 MPa.$$

Avec :
$$s_s = \frac{M_s}{b_1 d \cdot A_{adopté}}$$

($A_{adopté}$: armatures adoptées à l'ELU)

On calcul:

Abaque *Abaque*

$$\rho_1 \dashrightarrow b_1 \dashrightarrow \alpha_1 \longrightarrow k_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

Ø Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

V - Vérification du BAEL 91 :

Les vérifications effectuées sont les suivantes :

Ø Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

Ø Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \quad \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec : τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

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

V_u^{\max} : Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

Ø Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 Art 521) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_s} f_{c28}, 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa. (Fissuration peu nuisible).$$

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

Ø Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :

a) Influence sur le béton :

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9d \times b \times f_{c28}$$

b) Influence sur les armatures :

$$\frac{A_s f_e}{g_s} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

Ø Etat limite de déformation :

Il est nécessaire de faire la vérification de la flèche si les inégalités suivantes sont vérifiées.

1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}$. *Avec :* **L** : portée de la travée entre nu d'appuis.

2) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$. **M_t** : moment fléchissant maximal en travée.

3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_c}$. **M₀** : moment isostatique.

A : section d'armatures tendues.

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants

Nota :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les

moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU ; **M_{ca}** : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

VI. FERRAILLAGE :

a) Poutres principales (30 x 40) cm²

Ferrailage en travée :

Niv	Combinaison	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	As cal (cm ²)	section choisi	section adopté
14	ELU	60.81	0.038	SSA	0.981	4.81	3HA16	6.03
13	ELU	71.25	0.045	SSA	0.976	5.66	3HA16	6.03
12	ELU	69.44	0.044	SSA	0.978	5.54	3HA16	6.03
11	ELU	67.38	0.042	SSA	0.979	5.34	3HA16	6.03
10	ELU	68.07	0.043	SSA	0.978	5.40	3HA16	6.03
9	ELU	69.47	0.044	SSA	0.978	5.51	3HA16	6.03
8	ELU	66.2	0.041	SSA	0.971	5.29	3HA16	6.03
7	ELU	62.65	0.039	SSA	0.98	4.96	3HA16	6.03
6	ELU	59.25	0.037	SSA	0.981	4.69	3HA16	6.03
5	ELU	58.2	0.036	SSA	0.982	4.60	3HA16	6.03
4	ELU	56.76	0.036	SSA	0.986	4.47	3HA16	6.03
3	ELU	55.8	0.035	SSA	0.982	4.41	3HA16	6.03
2	ELU	61.55	0.039	SSA	0.98	4.87	3HA16	6.03
1	ELU	62.32	0.039	SSA	0.979	4.94	3HA16	6.03
RDC	ELU	60.20	0.038	SSA	0.979	4.77	3HA16	6.03

Ferraillage en appuis :

Niv	Combinaison	M (KN.m)	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	As cal (cm ²)	Ferraillage	section adopté
14	0.8G±E	50.85						3HA16+2HA12	8.29
	G+Q±E	73.65	73.65	0.12629	SSA	0.932	6.13728		
13	0.8G±Q	50.92						3HA16+2HA12	8.29
	G+Q±E	74.36	74.36	0.1275	SSA	0.931	6.2031		
12	0.8G±E	49.96						3HA16+2HA12	8.29
	G+Q±E	73.31	73.31	0.1257	SSA	0.932	6.10895		
11	0.8G±E	48.73						3HA16	6.03
	G+Q±E	71.4	71.4	0.12243	SSA	0.935	5.9307		
10	0.8G±E	47.01						3HA16	6.03
	G+Q±E	68.96	68.96	0.11825	SSA	0.937	5.7158		
9	0.8G±E	46.13						3HA16	6.03
	G+Q±E	68.18	68.18	0.11691	SSA	0.938	5.64512		
8	0.8G±E	44.61						3HA16	6.03
	G+Q±E	65.57	65.57	0.11243	SSA	0.94	5.41747		
7	0.8G±E	42.46						3HA16	6.03
	G+Q±E	62.51	62.51	0.10719	SSA	0.943	5.14822		
6	0.8G±E	38.81						3HA16	6.03
	G+Q±E	58.73	58.73	0.1007	SSA	0.947	4.81647		
5	0.8G±E	36.6						3HA16	6.03
	G+Q±E	54.14	54.14	0.09283	SSA	0.953	4.41209		
4	0.8G±E	32.73						3HA16	6.03
	G+Q±E	48.59	48.59	0.08332	SSA	0.956	3.94737		
3	0.8G±E	28.01						3HA16	6.03
	G+Q±E	41.85	41.85	0.07176	SSA	0.963	3.37511		
2	0.8G±E	22.03						3HA16	6.03
	G+Q±E	33.72	33.72	0.05782	SSA	0.97	2.69982		
1	0.8G±E	17.55						3HA16	6.03
	G+Q±E	27.1	27.1	0.04647	SSA	0.976	2.15645		
RDC	0.8G±E	11.63						3HA16	6.03
	G+Q±E	18.21	18.21	0.03122	SSA	0.984	1.43726		

B - Poutres secondaires : (30 x 35) cm²

Ferrailage en travée :

Niv	Combinaison	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	As cal (cm ²)	section choisi	section adopté
14	ELU	40.54	0.0933	SSA	0.951	3.83	3HA16	6.03
13	ELU	41.74	0.0961	SSA	0.949	3.95	3HA16	6.03
12	ELU	41.68	0.0959	SSA	0.949	3.94	3HA16	6.03
11	ELU	41.48	0.0955	SSA	0.949	3.92	3HA16	6.03
10	ELU	40.95	0.0942	SSA	0.951	3.87	3HA16	6.03
9	ELU	40.46	0.0931	SSA	0.951	3.82	3HA16	6.03
8	ELU	40.17	0.0924	SSA	0.952	3.79	3HA16	6.03
7	ELU	39.8	0.0916	SSA	0.952	3.75	3HA16	6.03
6	ELU	39.36	0.0906	SSA	0.953	3.71	3HA16	6.03
5	ELU	38.86	0.0894	SSA	0.953	3.66	3HA16	6.03
4	ELU	38.27	0.0881	SSA	0.954	3.6	3HA16	6.03
3	ELU	37.64	0.0866	ssa	0.955	3.54	3HA16	6.03
2	ELU	40.11	0.0923	SSA	0.952	3.78	3HA16	6.03
1	ELU	39.4	0.0907	SSA	0.953	3.71	3HA16	6.03
RDC	ELU	39.34	0.0905	SSA	0.953	3.71	3HA16	6.03

Ferraillage en appuis :

Niv	Combinaison	M (KN.m)	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	As cal (cm ²)	Ferraillage	section adopté
14	0.8G±E	48.65							
	G+Q±E	70.16	70.16	0.160835	SSA	0.912	6.90821	3HA16+3HA12	9.42
13	0.8G±E	48.90							
	G+Q±E	72.12	72.12	0.165328	SSA	0.909	7.12463	3HA16+3HA12	9.42
12	0.8G±E	48.36							
	G+Q±E	71.35	71.35	0.163563	SSA	0.91	7.04082	3HA16+3HA12	9.42
11	0.8G±E	47.69							
	G+Q±E	70.41	70.41	0.161408	SSA	0.911	6.94044	3HA16+2HA12	8.29
10	0.8G±E	45.37							
	G+Q±E	67.01	67.01	0.153614	SSA	0.916	6.56924	3HA16+2HA12	8.29
9	0.8G±E	44.58							
	G+Q±E	65.87	65.87	0.151	SSA	0.917	6.45044	3HA16+2HA12	8.29
8	0.8G±E	43.40							
	G+Q±E	64.15	64.15	0.147057	SSA	0.919	6.26833	3HA16+2HA12	8.29
7	0.8G±E	42.00							
	G+Q±E	62.12	62.12	0.142404	SSA	0.923	6.04367	3HA16+2HA12	8.29
6	0.8G±E	40.33							
	G+Q±E	59.69	59.69	0.136833	SSA	0.927	5.78219	3HA16+2HA12	8.29
5	0.8G±E	38.37							
	G+Q±E	57.13	57.13	0.130965	SSA	0.929	5.52229	3HA16	6.03
4	0.8G±E	36.73							
	G+Q±E	54.80	54.80	0.125624	SSA	0.932	5.28002	3HA16	6.03
3	0.8G±E	35.06							
	G+Q±E	52.21	52.21	0.119686	SSA	0.936	5.00897	3HA16	6.03
2	0.8G±E	31.84							
	G+Q±E	51.00	51.00	0.116912	SSA	0.938	4.88245	3HA16	6.03
1	0.8G±E	29.93							
	G+Q±E	48.07	48.07	0.110196	SSA	0.942	4.58241	3HA16	6.03
RDC	0.8G±E	28.08							
	G+Q±E	45.18	45.18	0.103571	SSA	0.958	4.23498	3HA16	6.03

Vérification à l'ELS :

Etat d'ouverture des fissures : La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

Etat limite de compression de béton : Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissible

Poutre principale

En travée et en appuis

Niveaux	Section (cm ²)	Appuis Travée	M _{ser} (KN.m)	σ_{st} (MPa)	\bar{S}_{st} (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
14	30x40	Appuis	73.65	211.18	348	4.64	15	Vérifiée
	30x40	Travée	44.31	212.63	348	3.40	15	Vérifiée
13	30x40	Appuis	74.36	213.21	348	4.69	15	Vérifiée
	30x40	Travée	51.96	249.34	348	3.98	15	Vérifiée
12	30x40	Appuis	73.08	209.54	348	4.61	15	Vérifiée
	30x40	Travée	50.63	242.96	348	3.88	15	Vérifiée
11	30x40	Appuis	71.4	204.73	348	4.50	15	Vérifiée
	30x40	Travée	49.12	235.71	348	3.77	15	Vérifiée
10	30x40	Appuis	68.96	197.73	348	4.35	15	Vérifiée
	30x40	Travée	49.61	238.06	348	3.81	15	Vérifiée
9	30x40	Appuis	68.17	195.48	348	4.30	15	Vérifiée
	30x40	Travée	50.63	242.96	348	3.88	15	Vérifiée
8	30x40	Appuis	65.57	188.01	348	4.13	15	Vérifiée
	30x40	Travée	48.24	231.49	348	3.74	15	Vérifiée
7	30x40	Appuis	62.51	179.24	348	3.94	15	Vérifiée
	30x40	Travée	45.65	219.06	348	3.50	15	Vérifiée
6	30x40	Appuis	58.73	168.40	348	3.71	15	Vérifiée
	30x40	Travée	42.4	203.46	348	3.25	15	Vérifiée
5	30x40	Appuis	54.14	155.24	348	3.41	15	Vérifiée
	30x40	Travée	38.42	184.37	348	2.94	15	Vérifiée
4	30x40	Appuis	48.59	139.32	348	3.06	15	Vérifiée
	30x40	Travée	36.6	175.63	348	2.81	15	Vérifiée
3	30x40	Appuis	41.85	120.01	348	2.64	15	Vérifiée
	30x40	Travée	27.59	132.39	348	2.11	15	Vérifiée
2	30x40	Appuis	33.72	96.68	348	2.12	15	Vérifiée
	30x40	Travée	21.10	101.25	348	1.62	15	Vérifiée
1	30x40	Appuis	27.10	77.70	348	1.70	15	Vérifiée
	30x40	Travée	15.72	75.43	348	1.20	15	Vérifiée
RDC	30x40	Appuis	18.21	52.24	348	1.14	15	Vérifiée
	30x40	Travée	7.58	36.37	348	0.58	15	Vérifiée

- Poutres secondaires :
En travée et en appuis :

Niveaux	Section (cm ²)	Appuis Travée	M _{ser} (KN.m)	σ_{st} (MPa)	\bar{S}_{st} (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
14	30x35	Appuis	70.16	300.79	348	6.32	15	Vérifiée
	30x35	Travée	29.65	165.05	348	2.81	15	Vérifiée
13	30x35	Appuis	72.12	309.19	348	6.49	15	Vérifiée
	30x35	Travée	30.4	169.22	348	2.88	15	Vérifiée
12	30x35	Appuis	71.35	305.89	348	6.42	15	Vérifiée
	30x35	Travée	30.36	169	348	2.87	15	Vérifiée
11	30x35	Appuis	70.41	301.86	348	6.34	15	Vérifiée
	30x35	Travée	30.11	167.61	348	2.85	15	Vérifiée
10	30x35	Appuis	67.01	287.29	348	6.03	15	Vérifiée
	30x35	Travée	29.42	163.77	348	2.78	15	Vérifiée
9	30x35	Appuis	65.87	282.4	348	5.93	15	Vérifiée
	30x35	Travée	29.45	163.93	348	2.79	15	Vérifiée
8	30x35	Appuis	64.15	275.03	348	5.78	15	Vérifiée
	30x35	Travée	29.76	165.66	348	2.82	15	Vérifiée
7	30x35	Appuis	62.12	266.32	348	5.59	15	Vérifiée
	30x35	Travée	28.99	161.37	348	2.74	15	Vérifiée
6	30x35	Appuis	59.69	255.9	348	5.37	15	Vérifiée
	30x35	Travée	28.57	159.04	348	2.7	15	Vérifiée
5	30x35	Appuis	57.13	244.93	348	5.14	15	Vérifiée
	30x35	Travée	28.3	157.53	348	2.68	15	Vérifiée
4	30x35	Appuis	54.8	234.94	348	4.93	15	Vérifiée
	30x35	Travée	27.87	155.14	348	2.64	15	Vérifiée
3	30x35	Appuis	52.21	223.84	348	4.7	15	Vérifiée
	30x35	Travée	27.42	152.63	348	2.59	15	Vérifiée
2	30x35	Appuis	51	218.65	348	4.59	15	Vérifiée
	30x35	Travée	29	161.43	348	2.74	15	Vérifiée
1	30x35	Appuis	48.07	206.09	348	4.33	15	Vérifiée
	30x35	Travée	28.47	158.48	348	2.69	15	Vérifiée
RDC	30x35	Appuis	45.18	193.7	348	4.07	15	Vérifiée
	30x35	Travée	28.43	158.26	348	2.69	15	Vérifiée

Vérification du BAEL 91 :

Ø Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{sadopt} \geq A_{min} .$$

Poutres principales :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1.34 cm^2 .$$

D'où $A_s = 6.03 cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow$ condition vérifiée. (En travée)

$$\left. \begin{aligned} A_s &= 9.42 cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ A_s &= 8.29 cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{aligned} \right\} \text{(Sur appuis)}$$

Poutres secondaires :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1.16 cm^2 .$$

D'où $A_s = 6.03 cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow$ condition vérifiée. (En travée)

$$\left. \begin{aligned} A_s &= 9.42 cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ A_s &= 8.29 cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ A_s &= 6.03 cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{aligned} \right\} \text{(Sur appuis)}$$

Ø Vérification de l'adhérence :

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :
$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

Sens principal :

$$\sum U_i = 3p\Phi = 3 \times 3,14 \times 1,6 = 15.0796 \text{ cm}$$

$$t_{se}^{\max} = \frac{95.50 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 150.79} = 1.90 \text{ MPa.}$$

$\bar{t}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa} > 1.90 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Sens secondaire :

$$\sum U_i = 3p\Phi = 3 \times 3,14 \times 1,6 = 15.0796 \text{ cm}$$

$$t_{se}^{\max} = \frac{128.50 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 150.796} = 2.96 \text{ MPa.}$$

$\bar{t}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 2.96 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Ø Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

Sens principal:

$$V_u = T_{\max} = 95.50 \text{ KN.}$$

$$D'où : \quad t_u = \frac{95.50 \times 1000}{300 \times 370} = 0.86 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens secondaire :

$$V_u = T_{\max} = 128.50 \text{ KN.}$$

Alors :

$$t_u = \frac{128.50 \times 1000}{300 \times 320} = 1.90 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- Influence sur le béton :

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Sens principale :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,30 \times 0,37 \times 16,67 \times 10^3 = 666KN.$$

$$V_u = 95,50 \leq 666KN \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens secondaire :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,30 \times 0,32 \times 16,67 \times 10^3 = 576KN.$$

$$V_u = 128,50 \leq 576KN \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Ø Influence sur les armatures :

$$A_{adopt} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Avec : M_u : est pris avec son signe.

Si : $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$ la vérification n'est pas nécessaire.

Sens principal :

$$\frac{1,15}{400} \left(95,50 + \frac{-101,99}{0,9 \times 0,37} \right) = -0,60 \text{ cm}^2$$

Sens secondaire :

$$\frac{1,15}{400} \left(128,50 + \frac{-99,01}{0,9 \times 0,32} \right) = -0,62 \text{ cm}^2 \quad \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

Ø Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4x\tau_{su}} \quad \text{Avec : } t_{su} = 0.6xy_s^2xf_{t28} = 0.6x(1.5)^2x2.1=2.835$$

Pour les $\Phi 16$: $l_s=56.44$ cm

Pour l'encrage 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 **$\Phi 16$** : $l_s=22.57$ cm

Ø Etat limite de fissuration (la flèche) :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

Poutres principales :

- 1) $\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{380} = 0,105 > 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- 2) $\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,105 > \frac{0.85xM_0}{10 \times M_0} = 0,085 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03}{30 \times 37} = 0,0054 \leq 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

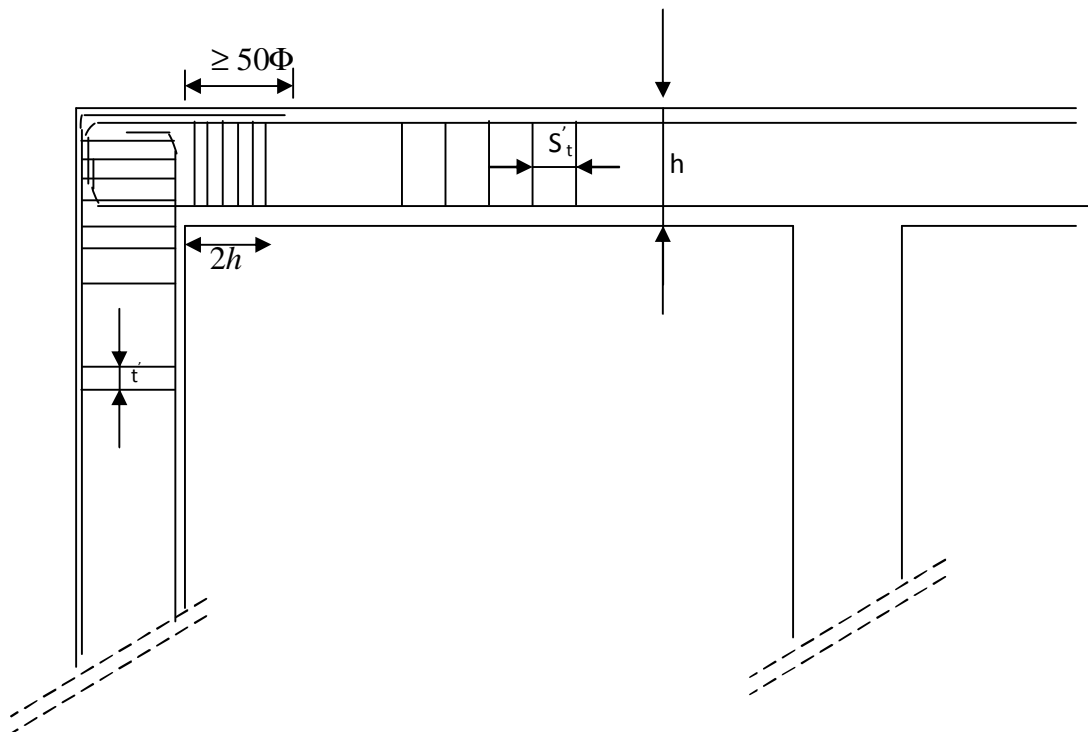
Poutre secondaire :

- 1) $\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{350} = 0,10 > 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,10 > \frac{0.85M_0}{10 \times M_0} = 0,085 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03}{30 \times 32} = 0,0063 \leq 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

CONCLUSION :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

Vérification de RPA99 révisé 2003 :

Dispositions constructives :**a. Espacement d'armatures :****Sens principal :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.6, 30\right) = 10\text{cm}.$$

Soit à prendre : **St = 10 cm**

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}.$$

Soit à prendre : **St = 20 cm**

Sens secondaire :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.6, 30\text{cm}\right) = 10\text{cm}.$$

Soit à prendre : $S_t = 9 \text{ cm}$.

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}.$$

Soit à prendre : $S_t = 17 \text{ cm}$

b. Diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_L, \frac{b}{10}\right)$$

Sens principal :

$$\Phi_t \leq \min(1, 1.4, 1.6, 3.0)$$

Sens secondaire :

$$\Phi_t \leq \min(1.0, 1.6, 3.5)$$

On prend pour les deux cas un diamètre de **8mm**

Soit en cadre et une épingle : **4HA8** $\rightarrow A^{adop}_t = 2.01 \text{ cm}^2$.

c. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b$$

Sens principal :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.90\text{cm}^2.$$

$$A_t^{adop} \geq A_t^{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens secondaire :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 9 \times 30 = 0.81\text{cm}^2.$$

$$A_t^{adop} \geq A_t^{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, 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 à :

- ü $\frac{1}{5}$ 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.
- ü $\frac{1}{4}$ 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.
- ü La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

FERRAILLAGE DES POTEAUX

I - INTRODUCTION :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (**transversal et longitudinal**) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- **1,35G+1,5Q** → à l'ELU.
- **G+Q** → à l'ELS
- **G+Q±E** → RPA99 révisé 2003.
- **0,8G±E** → RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

II - RECOMMANDATIONS ET EXIGENCES DU RPA99 RÉVISÉ 2003 :**1. Armatures longitudinales :**

- ∅ Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- ∅ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- ∅ Le pourcentage minimal d'armatures sera : **0.9% × b × h (en zone III)**

$$\text{Poteaux (40} \times \text{40) : } A_{min} = 0.009 \times 40 \times 40 = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35} \times \text{35) : } A_{min} = 0.009 \times 35 \times 35 = 11.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30} \times \text{30) : } A_{min} = 0.009 \times 30 \times 30 = 8.11 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : $6\% \times bh$

Poteaux (40×40) : $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5\text{cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante sera : $4\% \times b \times h$

Poteaux (40×40) : $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- Ø Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- Ø La longueur maximale de recouvrement $L_R = 50 \Phi_L^{\min}$ en **zone III**
- Ø La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **20cm** en **zone III**
- Ø Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

2. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} .$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min} , 40 \text{ cm} , (a + 10) \text{ cm} \} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec : **a** : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{10\Phi_L^{\min}, 15cm\} \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ En zone de recouvrement.}$$

3. Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Ø Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Ø Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Ø Positionner les armatures longitudinales

→ Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{r_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2)$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

r_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

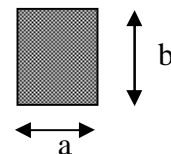
A_t : Armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g élancement géométrique.

ü Calcul d'élancement :(élancement géométrique)

$$I_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement.

ü Quantité d'armatures transversales minimale :

(RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

III- **Exposé de la méthode de calcul :**

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter :

a) Calcul des armatures à l'ELU :

La section est partiellement comprimée si « N » et « M » vérifié la relation :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{DAVIDOVICI P87.}$$

Ø **Section partiellement comprimée (SPC) :**

a) *Calcul de centre de pression :* $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve a l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

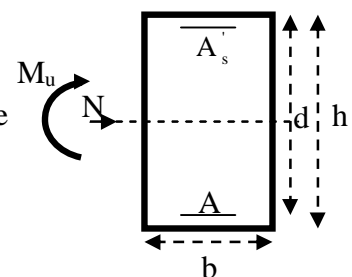
$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} .$$



Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

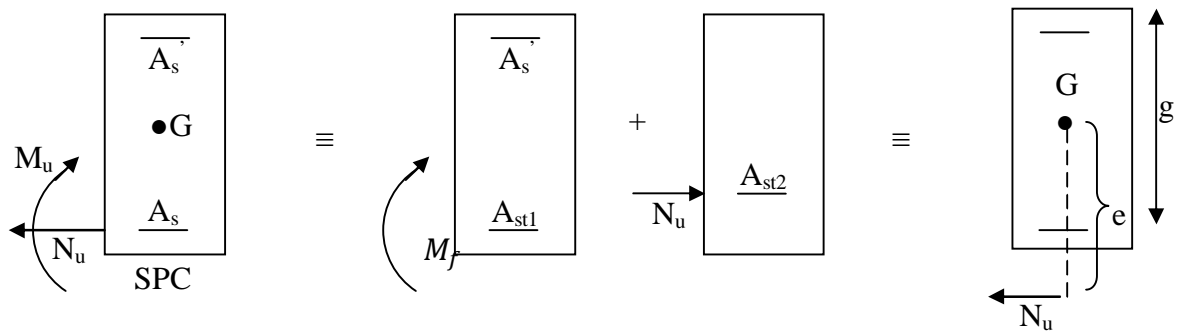
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{q g_b}$$

$g_b = 1,5$ et $q = 1$ Pour fissuration durable

$g_b = 1,15$ et $q = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

1^{er} cas :

$m \leq m_1 = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{bd s_s} \quad \text{Avec : } s_s = \frac{F_e}{g_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{s_s}$$

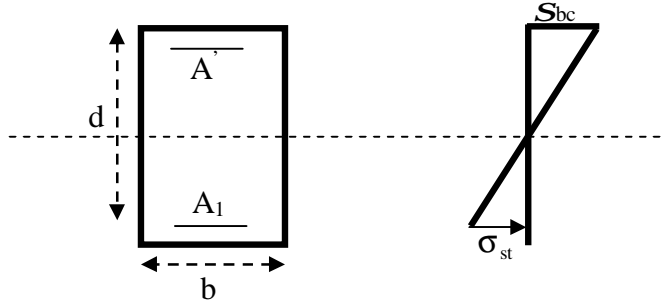
2^{ème} cas :

$m \geq m_1 = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = m_1 b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{b_r d s_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') s_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') s_s} \quad \text{Avec: } s_s = \frac{f_e}{g_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{s_s}$.

Ø Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

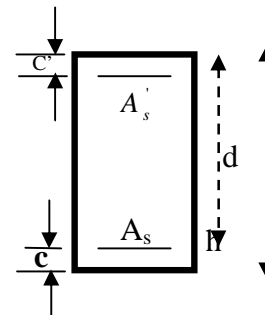
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') s_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$



2^{ème} cas :

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 \langle N_u (d - c') \rangle \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s \rangle 0 \text{ et } A_s' = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{s_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

IV- VÉRIFICATIONS À L'ELS :

Dans le cas des poteaux **b**, il y a lieu de vérifier :

Ø Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Etat limite de compression du béton :

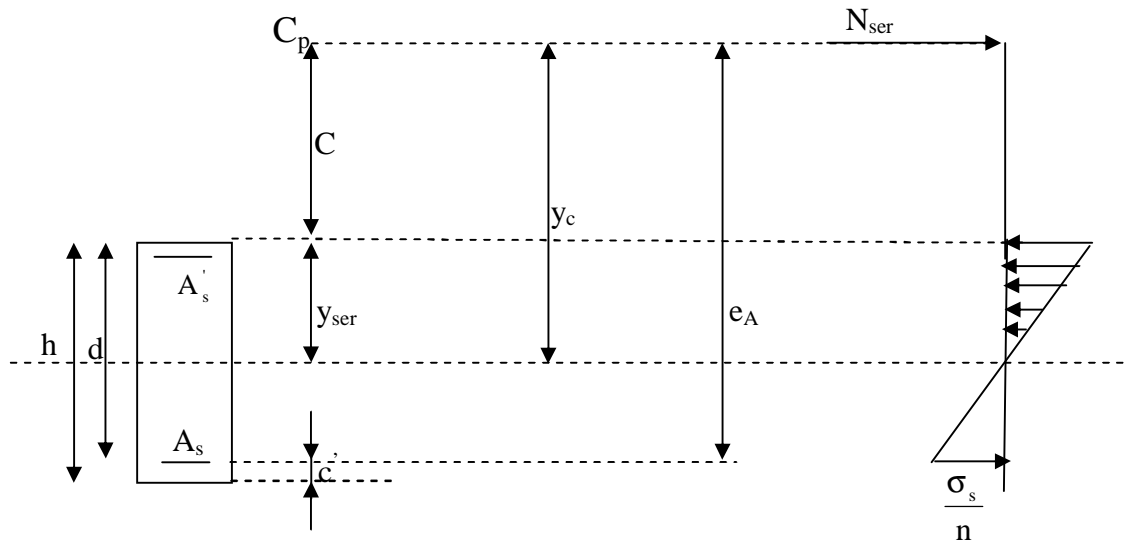
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} .$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \langle \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \rangle \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

▼ Section partiellement comprimée :



Position de centre de pression

Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression « C_p » comptée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_a$$

Avec : e_a à le signe de N_{ser}

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_a > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_a < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$$

On pose $Y_{ser} = Y_c + C_p$, $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

En écrivant le bilan des efforts appliquées à la section on montre que « y_c » est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$. puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_c = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right)$

2) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$.

3) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}$$

Ø Calcul des contraintes :

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H₂ : le béton tendu est négligé.

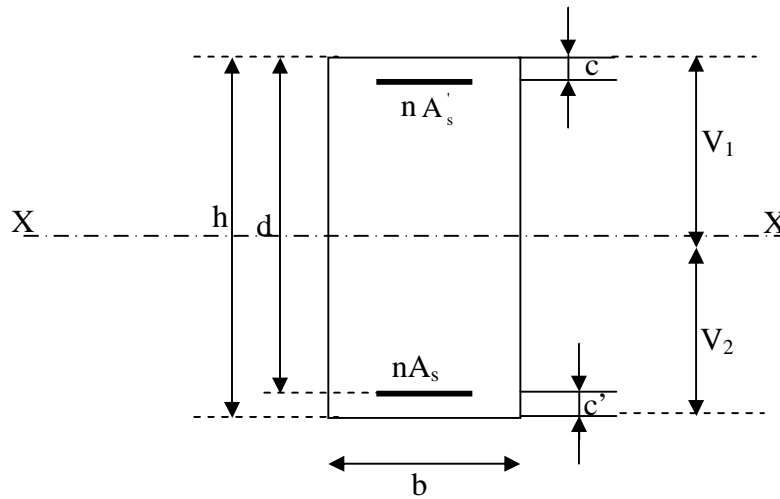
H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

$$\epsilon_{bc} = E_b \epsilon_s \quad , \quad \epsilon_{st} = E_s \epsilon_s$$

D'après le BAEL, en particulier dans les règles CCBAG8, elles permettent d'appliquer Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

Ø Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c .a. d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des

contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = K y_{ser}, \sigma_s = nK(d - y_{ser})$ avec $n = 15$.

Il faut vérifier : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

✓ Section entièrement comprimée :

La section total homogène est : $S = bh + n (A_s + A'_s)$.

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_s (V_2 - C')^2 - A'_s (V_1 - C')^2 \right]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

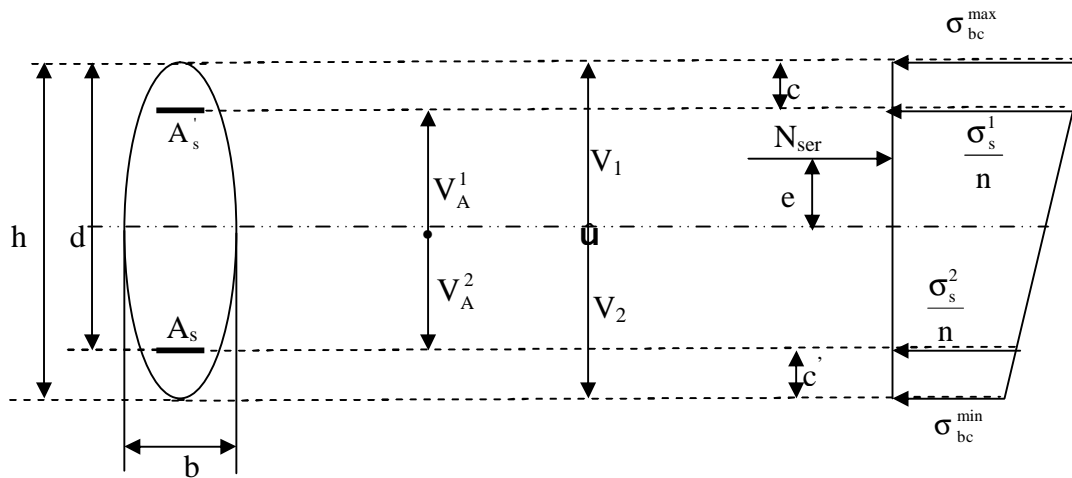
$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



Remarque :

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

• **Ferraillage des poteaux sens transversal :**

NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh(cm ²)	Obs	A _S '(cm ²)	A _S (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des armatures
RDC 1 2	N _{max} = -1366.2	M _{cor} = 2.42	40x40	SEC	0	0	8.04	3HA16
	N _{min} = - 67.8	M _{cor} = 19.83		SPC	0	2.5		
	N _{cor} = - 697.7	M _{max} = 21.24		SEC	0	0		
3 ... 10	N _{max} = - 1043.2	M _{cor} = 3.89	35x35	SEC	0	0	6.15	3HA14
	N _{min} = - 67.5	M _{cor} = 12.5		SPC	0	0.29		
	N _{cor} = - 272.8	M _{max} = 19.86		SEC	0	0		
11 ... 14	N _{max} = - 307.4	M _{cor} = 3.14	30x30	SPC	0.33	0	4.52	3HA12
	N _{min} = - 5.2	M _{cor} = 0.2		SEC	0	0		
	N _{cor} = - 12.8	M _{max} = 16.76		SPC	0	2.10		

• **Ferraillage des poteaux sens longitudinal :**

NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh(cm ²)	Obs	A _S '(cm ²)	A _S (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des armatures
RDC 1 2	N _{max} = -1366.2	M _{cor} = 3.11	40x40	SEC	0	0	8.04	3HA16
	N _{min} = - 67.8	M _{cor} = 11.09		SEC	0	0		
	N _{cor} = - 970.1	M _{max} = 18.06		SEC	0	0		
3 ... 10	N _{max} = - 1043.2	M _{cor} = 5.04	35x35	SEC	0	0	6.15	3HA14
	N _{min} = - 67.5	M _{cor} = 11.2		SPC	0	0.22		
	N _{cor} = - 235.0	M _{max} = 36.74		SEC	0	0		
11 ... 14	N _{max} = - 307.4	M _{cor} = 3.14	30x30	SPC	0	0	4.52	3HA12
	N _{min} = - 5.2	M _{cor} = 0.2		SEC	0	0		
	N _{cor} = - 12.8	M _{max} = 16.76		SPC	0	2.10		

- **Vérification de la section minimale :**

La section totale adoptée dans les deux sens est :

ZONE I : $A_{\text{adopté}} = A_x + A_y = 8\text{HA}16 = 16.09 \text{ cm}^2$

ZONE II : $A_{\text{adopté}} = A_x + A_y = 8\text{HA}14 = 12.31 \text{ cm}^2$

ZONE III : $A_{\text{adopté}} = A_x + A_y = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$

La section minimale :

ZONE I : $A_{\text{min}} = 14.40 \text{ cm}^2$

ZONE II : $A_{\text{min}} = 11.02 \text{ cm}^2$

ZONE III : $A_{\text{min}} = 8.11 \text{ cm}^2$

Vérification :

ZONE I :	$A_{\text{adopté}}$	$>$	A_{min}	} Condition vérifiée
ZONE II :	$A_{\text{adopté}}$	$>$	A_{min}		
ZONE III :	$A_{\text{adopté}}$	$>$	A_{min}		

V. Vérification à l'ELS :**Ø Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles,

Contrainte admissible de l'acier :

$$\bar{S}_{st} : 348 \text{ Mpa (Contrainte admissible de l'acier)}$$

$$\bar{\sigma}_b : 15 \text{ Mpa (contrainte admissible du béton)}$$

Le calcul des contraintes su béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3 – 3 et 2 – 2.

Les contraintes obtenues sont :

S_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

S_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure

S_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

S_{si} : Contrainte max dans les aciers inferieurs

Remarque :

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants

Niv	N _s (KN .m)	M _s (KN .m)	Sect (cm ²)	Obs	σ _{b sup} (MPa)	σ _{b inf} (MPa)	σ _b (MPa)	σ _{s sup} (MPa)	σ _{s inf} (MPa)	σ _s (MPa)	observation
ZI	N _{max} =994.3	M _{cor} = 1.75	40	SEC	4.9	4.7	15	72.9	70.3	400	vérifiée
	N _{min} = 49.3	M _{cor} =14.3	X 40	SPC	1.2	0.0		15	-14.2		vérifiée
	N _{cor} = 509.8	M _{max} =15.36		SEC	3.3	1.6		47.8	25.6		vérifiée
ZII	N _{max} = 758.1	M _{cor} = 2.83	35	SEC	4.8	4.4	15	71.9	66.1	400	vérifiée
	N _{min} =49.4	M _{cor} =0.44	X 35	SEC	0.3	0.3		4.9	4.0		vérifiée
	N _{cor} =105.9	M _{max} =15.61		SEC	2.0	0.0		26.40	-10.6		vérifiée
ZIII	N _{max} =223.6	M _{cor} = 2.22	30	SEC	2.1	1.5	15	31	24	400	vérifiée
	N _{min} = 3.90	M _{cor} =0.15	X	SEC	0.1	0.0		0.7	0.2		vérifiée
	N _{cor} = 15.40	M _{max} =13.32	30	SPC	2.2	0.0		24.7	-46		vérifiée

CONCLUSION :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VI- Recommandations et exigences du RPA99 :

Ø Le pourcentage maximal :

Il doit être : $\left\{ \begin{array}{l} > 4\% \text{ En zone courante (ZC).} \\ > 6\% \text{ En zone de recouvrement (ZR).} \end{array} \right.$

Niveaux	Section (b ×h) (cm ²)	Section Adopté (cm)	$A_{max}(Z_C)$	$A_{max}(Z_R)$	Observation
RDC, 1 à 2	40x40	16.09	64	96	<i>vérifiée</i>
3 à 10	35x35	12.32	49	73.5	<i>vérifiée</i>
11 à 14	30x30	9.05	36	54	<i>vérifiée</i>

Ø Diamètre des aciers :

D'après le (BAEL 91) le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33mm.$$

- Ils seront à haute adhérence, diamètre $\Phi_t = 8mm$.

Soit 4 HA 8 = $A_t = 2.01cm^2$

Ø Recommandations du l’RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :

a) En zone nodale :

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15cm) = \min(10 \times 1,2, 15cm) = 12cm.$$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 18cm.$$

L’écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

→ *En zone nodale* $S_t=10cm$.

→ *En zone courante* $S_t=15cm$.

Commentaire :

La zone nodale, très sensible aux séismes ou annexe des armatures en U superposées (Avec alternances d’orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable (Voir schéma de ferrailage ultérieur).

La disposition des cadres dans la zone nodale est :

Ø Poteaux de RDC :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \right) = \max \left(\frac{408-40}{6}, 40, 40, 60 \right) = 61$$

Soit $h' = 60$ cm

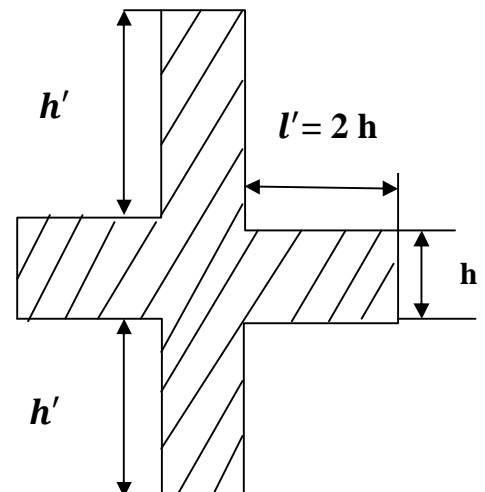
Soit 6 cadres espacés de 10 cm.

Ø Poteaux d’étage courant :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \right) = \max \left(\frac{300-40}{6}, 40, 40, 60 \right) = 60$$

Soit $h' = 60$ cm

Soit 6 cadres espacés de 10 cm.



-Vérification de flambement :

Si l'élançement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas en compte dans nos calculs du risque de flambement, et dans le cas contraire il y a lieu de le tenir en compte dans les calculs des poteaux en flexion composée.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , L_f = 0.7 h_e$$

Avec :

L_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie du poteau.

B : l'aire de section transversale.

L_0 : Hauteur du poteau.

Niveau	Section (cm ²)	Hauteur(m)	L_f	λ	$\lambda \leq 50$
RDC	40x40	4.08	2.86	24.73	CV
1 et 2	40x40	3.00	2.1	18.19	CV
3 à 10	35x35	3.00	2.1	20.78	CV
11 à 14	30x30	3.00	2.1	20.78	CV

Ø Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad L_f = 0.7 h_e$$

RDC : $L_f = 0,7 \cdot (4.08 - 0.4) = 2.576 \text{ m}$

ETAGES COURANTE : $L_f = 0,7 \cdot (3.00 - 0.4) = 1.82 \text{ m}$

Ø Pour le cas le plus défavorable :

RDC : $L_f = 0.7 \times (4.08 - 0.4) = 2.576 \text{ m}$

$$l_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.576}{0.40} = 6,44$$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc : $\begin{cases} A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$

Ø Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :

$$t_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq t_{bu} = r_b \cdot f_{c28}$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Avec : $\begin{cases} l_g \geq 5 \rightarrow r_b = 0,075 \\ l_g < 5 \rightarrow r_b = 0,04 \end{cases}$

$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.87 \text{ Mpa}$

$\tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ Mpa}$

SECTIONS cm ²	L _f	λ _g	ρ _B	f _{c28}	τ _{bu} (Mpa)
RDC	2.576	6.44	0.075	25	1.87
1et2	1.820	4.55	0.040	25	1.00
3..10	1.820	5.20	0.075	25	1.87
11..14	1.820	6.06	0.075	25	1.87

• **Poteaux (40x40) :**

$$\text{Sens X : } t_b = \frac{13.00 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.088 \text{ MPa} \leq t_{bu} = 1.87 \text{ Mpa}$$

⇒ ⇒ ⇒ **CV**

$$\text{Sens-Y : } t_b = \frac{14.70 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.099 \text{ MPa} \leq t_{bu} = 1.87 \text{ Mpa}$$

• **Poteaux (35x35) :**

$$\text{Sens X : } t_b = \frac{22.60 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.20 \text{ MPa} \leq t_{bu} = 1.87 \text{ Mpa}$$

⇒ ⇒ ⇒ **CV**

$$\text{Sens-Y : } t_b = \frac{13.40 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.120 \text{ MPa} \leq t_{bu} = 1.87 \text{ Mpa}$$

• **Poteaux (30x30) :**

$$\text{Sens X : } t_b = \frac{25.30 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.310 \text{ MPa} \leq t_{bu} = 1.87 \text{ Mpa}$$

⇒ ⇒ ⇒ **CV**

$$\text{Sens-Y : } t_b = \frac{14.80 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.180 \text{ MPa} \leq t_{bu} = 1.87 \text{ Mpa}$$

Ø Longueur de recouvrement :(BAEL91/Art6.122)

$$L_R = 40 \Phi \quad (\text{FeE400, } \Psi_s \geq 1,5)$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$$

FERRAILLAGE

DES VOILS

Introduction :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

Exposé de la méthode de calcul:

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes pour des bandes verticales de largeur « d » :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2lc/3)$$

lc : longueur de la zone comprimée.

he : hauteur libre de l'étage.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé : (SEC)
- Section partiellement comprimé :(SPC)
- Section entièrement tendue :(SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en **3 zones** :

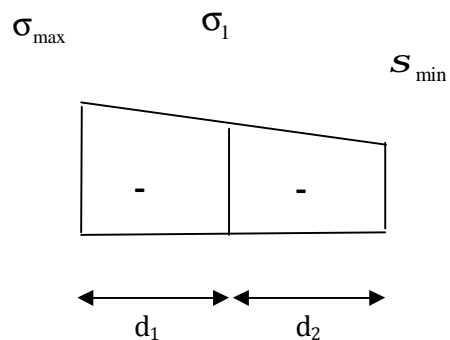
- Ø **Zone I** : RDC ; 1^{ème} ; 2^{ème}
- Ø **Zone II** : 3^{ème} ; 10^{ème}
- Ø **Zone III** : 11^{ème} ; 14^{ème}

∨ Ferraillage section entièrement comprimé SEC:

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

d₁=d₂ donc d= lc/2



Ü Armatures verticales :

La section d'armature d'une section entièrement comprimée:

B : section du tronçon considéré

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 14 \sigma_s \cdot 20 \text{ Mpa}$

Ü 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.

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

Ü Armatures minimales :

$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

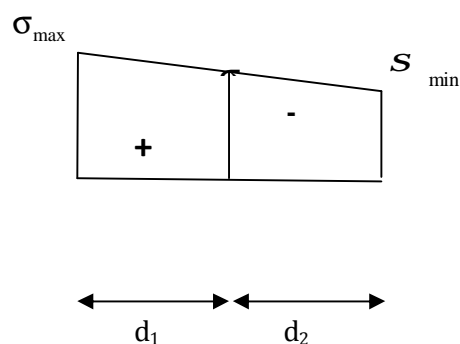
$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5 \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

✓ Ferraillage section entièrement tendue SET :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$d_1 = d_2$ donc $d = lc/2$



Ü Armatures verticales:

La section d'armature d'une section entièrement tendue :

B : section du tronçon considéré

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

Ü 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.

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

Ü Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

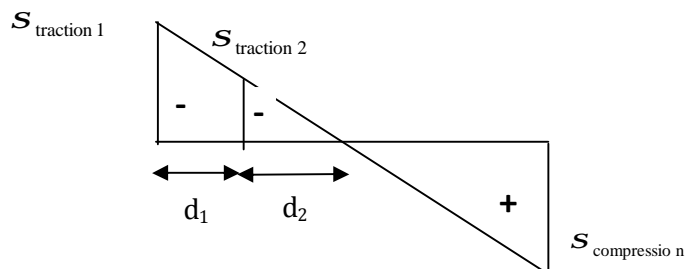
$$A_{min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

✓ Ferraillage section partiellement comprimé SPC:

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

avec **d = l_t - d₁**



Ü Armatures verticales:

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ Mpa ; $f_{bc} = 18.48$ Mpa

Situation courante : $\sigma_s = 348$ Mpa ; $f_{bc} = 14.20$ Mpa

Ü 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.

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

- **Armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot T}{f_e} = cm^2$$

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 :

Ø Globalement dans la section du voile A_v et $A_H \geq 0.15\% B$

Ø Zone courante : A_v et $A_H \geq 0.10\% B$

▼ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4.3 du RPA 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

✓ Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

✓ Dispositions constructives :

Ø Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_i \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)} \quad ; e = \text{épaisseur du voile}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

Ø Longueur de recouvrement :

Ø

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Ø Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$$

Vérification des contraintes de cisaillement : Art (7.7.2 RPA):

La contrainte de cisaillement dans le béton t_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{t}_b = 0.2 * f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \bar{V} = 1.4 * V_u .$$

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

Art (5.1.1 BAEL 91) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec τ_u : Contrainte de cisaillement.

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

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{Mpa}$.

Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est

inférieure à : $\bar{\sigma}_{admissible} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_s}$$

Exemples de calculs :

Soit à calculer le ferraillage du voile **VL1 : ZONE.II**

- $L=3.70$ m
- $e_p = 20\text{cm}$
- $\sigma_{max} = 3558.6$ MPa
- $\sigma_{min} = 1457.8$ Mpa

La section est partiellement comprimée **SET**

Le découpage de diagramme se fera en deux bandes de largeur d_1 et d_2

Avec $d_1 = d_2$

Ø section entièrement tendue :

• **Calcul de d :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2.L_C}{3}\right)$$

$$L_C = 0$$

$$L_t = 3.70m \Rightarrow d = \frac{l_t}{2} = 1.85m.$$

a) **Détermination de N :**

Zone tendue :

$$s_1 = \frac{s_{\min} \cdot (L_t - d)}{L_t} = 728.90 KN / m^2$$

$$N_1 = \frac{s_{\max} + s_1}{2} \cdot d \cdot e = 793.187 KN$$

$$N_2 = \frac{s_{\min} + s_1}{2} \cdot d \cdot e = 404.539 KN$$

b) **Calcul des armatures :**

• **Armatures verticales :**

$$A_{V1} = \frac{N_1}{s_s} = 22.79 cm^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{s_s} = 11.625 cm^2$$

• **Armatures minimales :**

$$A_{\max} \geq \max\left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,002 \cdot B\right)$$

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad \Leftrightarrow \quad A_{\min} = 19.425 cm^2$$

- **Les armatures adoptées :**

$$A_1 = 24.63 \text{ cm}^2 / \text{bande.}$$

- **Le ferraillage a adopté :**

$$A_1 = 24.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 * 8 \text{ HA14} / \text{bande.}$$

c) **Calcul des armatures horizontales :**

$$A_H = \max\left(\frac{A_V}{4}\right) \Rightarrow A_H = 6.157 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 2 * 4 \text{ HA10} \Rightarrow A_H = 6.157 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

d) **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être relié avec aux moins quatre **4 épingles** par **mètre carré**.

$$\text{On adopte : } 4 \text{ HA8} / \text{ m}^2.$$

e) **Espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min(1,5.e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes de cisaillement : Selon le R.P.A99 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limité comme suit :

$$t_b \leq \bar{t}_b = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$t_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4.V_U$$

b_0 : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0,9.h.

h : Hauteur total de la section brute.

$$\text{Donc : } t_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d} = 0.56MPa$$

Selon le B.A.E.L91 :

$$\bar{t}_U = \min\left(\frac{0,2.f_{c28}}{g_b}; 5MPa\right) = 2.5MPa.$$

$$t_U = \frac{V_U}{b_0.d} = 0,403MPa. \quad \text{Fissuration peut nuisible.}$$

Vérification à l'E.L.S :

Nous devons vérifiée que :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 15MPa.$$

$$s_{bc} = \frac{N}{B + 15.A_s} \quad \text{Avec } B = l.e = m^2.$$

$$s_{bc} = 4.83MPa$$

Le reste de calcule est résumé dans les tableaux suivantes

Voiles longitudinaux :

		VL1	VL3	VL9	VL11		
L=3.70m		Zone		I	II	III	
caractéristiques géométriques	L[m]			3.7	3.7	3.7	
	e [m]			0.2	0.2	0.2	
	B [m²]			0.74	0.74	0.74	
sollicitation de calcul	max [KN/m²]			3052.8	3558.6	140.6	
	min [KN/m²]			-3839	1457.8	-1550.9	
	Vu(kn)			213	188.8	177.5	
	Nature de la section			SPC	SET	SPC	
	Lt[m]			1.638956441	3.7	3.392450488	
	Lc[m]			2.061043559	0	0.307549512	
	d[m]			1.37	1.85	1.3	
	1			629.988541	728.9	956.5891892	
	N(KN)	N1			612.2514301	793.1875	325.9735946
		N2			86.30843011	404.5395	124.3565946
Ferraillage	Av'(cm²)	A'1			17.5934319	22.7927443	9.367057316
		A'2			2.480127302	11.6246983	3.573465362
	Amin(cm²)			14.385	19.425	13.65	
	A adoptée(cm²)			24.63	24.63	15.83	
	choix des barres /nappe			2*8HA14	2*8HA14	2*7HA12	
	St(cm)			20	23	18	
	AH/ml(cm²)			6.1575	6.1575	3.9575	
	choix par nappe			2*4HA12	2*4HA12	2*3HA12	
	At(cm²)			4 épingles HA8			
Vérification des contraintes	ζu=2.5	ζu[Mpa]			0.321557971	0.4034188	0.379273504
	ζb =5	ζb [Mpa]			0.450181159	0.56478632	0.530982906
	σb =15	NS [KN]			2034.5	1791.3	759.5
		σb [Mpa]			5.495826467	4.83886653	3.188630925

L=3.45m		VL2	VL4	VL10	VL12
		Zone		I	II
caractéristiques géométriques	L[m]		3.45	3.45	3.45
	e [m]		0.2	0.2	0.2
	B [m2]		0.69	0.69	0.69
solicitation de calcul	max [KN/m ²]		3623.9	3251.9	1782.2
	min [KN/m ²]		2705.5	932.1	522.7
	Vu(kn)		245.8	186.5	186.4
	Nature de la section		SET	SET	SET
	Lt[m]		3.45	3.45	3.45
	Lc[m]		0	0	0
	d=lt-d1[m]		1.72	1.72	1.72
	1		1806.697971	1621.237101	888.517101
	N(KN)	N1	934.062851	838.1795814	459.363341
		N2	1088.6568	719.648	396.4428
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	26.84088652	24.08562016	13.200096
		A'2	31.28324138	20.67954023	11.3920345
	Amin(cm2)		18.06	18.06	18.06
	A adoptée(cm2)		32.17	24.63	18.1
	choix des barres /nappe		2*8HA16	2*8HA14	2*8HA12
	St(cm)		21	21	21
	AH/ml(cm2)		8.0425	6.1575	4.525
	choix par nappe		2*6HA12	2*4HA12	2*4HA12
	At(cm2)		4 épingles HA8		
Vérification des contraintes	ζu=2.5	ζu[Mpa]	0.371074879	0.398504274	0.3982906
	ζb =5	ζb [Mpa]	0.519504831	0.557905983	0.55760684
	σb =15	NS [KN]	1779	1523	647.2
		σb [Mpa]	2.409736473	2.095069091	0.90246113

Voiles transversaux :

L=2.50m	VT1	VT4	VT13	VT16	
	Zone		I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		2.5	2.5	2.5
	e [m]		0.2	0.2	0.2
	B [m ²]		0.5	0.5	0.5
solicitation de calcul	max [KN/m ²]		3921.9	277.8	3173.7
	min [KN/m ²]		2283.7	-3951	-3534.8
	Vu(kn)		62.8	43.1	35.5
	Nature de la section		SET	SPC	SPC
	Lt[m]		2.5	2.33576901	1.31728404
	Lc[m]		0	0.16423099	1.18271596
	d[m]		1.25	1.48	0.52
	1		1960.95	2503.4496	1395.368
	N(KN)	N1	735.35625	955.258541	256.368736
		N2	530.58125	370.510541	72.559136
Ferrailage	Av'(cm ²)	A'1	21.1309267	27.4499581	7.3669177
		A'2	15.2465876	10.6468546	2.08503264
	Amin(cm ²)		13.125	15.54	5.46
	A adoptée(cm ²)		27.71	27.71	9.05
	choix des barres /nappe		2*9HA14	2*9HA14	2*4HA12
	St(cm)		14	16	13
	AH/ml(cm ²)		6.9275	6.9275	2.2625
	choix par nappe		2*5HA12	2*5HA12	2*3HA12
	At(cm ²)		4 épingles HA8		
Vérification des contraintes	ζ _u =2.5	ζ _u [Mpa]	0.09480676	0.09209402	0.0758547
	ζ _b =5	ζ _b [Mpa]	0.13272947	0.12893162	0.10619658
	σ _b =15	NS [KN]	1438.5	1201.6	511.1
		σ _b [Mpa]	3.458764	2.88888	3.76212699

		VT2	VT3	VT14	VT15		
L=3.50m		Zone		I	II	III	
caractéristiques géométriques	L[m]			3.5	3.5	3.5	
	e [m]			0.2	0.2	0.2	
	B [m ²]			0.7	0.7	0.7	
solicitation de calcul	max [KN/m ²]			4653.5	4143.3	2524.9	
	min [KN/m ²]			3060.9	1061.13	-3900.5	
	Vu(kn)			74	53.1	23.8	
	Nature de la section			SET	SET	SPC	
	Lt[m]			3.5	3.5	2.12465372	
	Lc[m]			0	0	1.37534628	
	d[m]			1.75	1.75	1.21	
	1			2326.75	2071.65	2221.35257	
	N(KN)	N1			1221.54375	1087.61625	740.744161
		N2			942.83875	548.2365	268.783661
Ferrailage	Av'(cm ²)	A'1			35.1018319	31.2533405	21.2857518
		A'2			27.0930675	15.7539224	7.72366842
	Amin(cm ²)			18.375	18.375	12.705	
	A adoptée(cm ²)			36.19	32.17	24.63	
	choix des barres /nappe			2*9HA16	2*8HA16	2*8HA14	
	St(cm)			20	22	15	
	AH/ml(cm ²)			9.0475	8.0425	6.1575	
	choix par nappe			2*6HA12	2*6HA12	2*5HA12	
	At(cm ²)			4 épingles HA8			
Vérification des contraintes	ζ _u =2.5	ζ _u [Mpa]			0.11021746	0.07908847	0.03544832
	ζ _b =5	ζ _b [Mpa]			0.15430444	0.11072386	0.04962764
	σ _b =15	NS [KN]			3323	2863.4	1179
		σ _b [Mpa]			4.4054966	3.82677029	1.59984802

L=3.80m		VT10	VT6	VT7	VT11	
		Zone		I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		3.8	3.8	3.8	
	e [m]		0.2	0.2	0.2	
	B [m ²]		0.76	0.76	0.76	
solicitation de calcul	max [KN/m ²]		3577.7	3512.5	1048.2	
	min [KN/m ²]		2852.4	326.4	-3258.5	
	Vu(kn)		243.6	119.6	15.3	
	Nature de la section		SET	SET	SPC	
	Lt[m]		3.8	3.8	2.87512481	
	Lc[m]		0	0	0.92487519	
	d[m]		1.9	1.9	1.86	
	1		1788.85	1756.25	2108.01632	
	N(KN)	N1		1019.6445	1001.0625	998.172035
		N2		881.8375	395.7035	392.091035
Ferrailage	Av'(cm ²)	A'1		29.3001293	28.7661638	28.6831044
		A'2		25.340158	11.3707902	11.2669838
	Amin(cm ²)		19.95	19.95	19.53	
	A adoptée(cm ²)		30.79	30.79	30.79	
	choix des barres /nappe		2*10HA14	2*10HA14	2*10HA14	
	St(cm)		19	19	19	
	AH/ml(cm ²)		7.6975	7.6975	7.6975	
	choix par nappe		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	
	At(cm ²)		4 épingles HA8			
Vérification des contraintes	ζ _u =2.5	ζ _u [Mpa]	0.36775362	0.25555556	0.03269231	
	ζ _b =5	ζ _b [Mpa]	0.51485507	0.35777778	0.04576923	
	σ _b =15	NS [KN]		2793.4	2268.2	900.7
		σ _b [Mpa]		6.04331177	4.90708089	1.94863074

V-4-4) Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrees à leur extrémité et sont calculés en flexion simple.

4-1) Détermination des sollicitations :

Dans notre cas ils seront donnés par le logiciel ETAPS

4-1-1) Etapes de calcul (méthode exposée au RPA99revise2003) :

4-1-2) Contraintes limites de cisaillement :

$$t_b \leq \bar{t}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$t_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}, \text{ avec : } \bar{V} = 1,4 \cdot V_{U, \text{CALCUL}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

4-1-3) Ferraillage des linteaux :

- **Premier cas :** $t_b \leq 0,06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) ils devront disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion : A_L

Des aciers transversaux : A_T

Des aciers en partie courants (de peau) : A_c

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \times f_e}$$

$$\text{avec : } z = h - 2d'$$

ou : h : est la hauteur totale du linteau

d' : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4 \cdot V_u$). avec $V_u = S_{12\max} B$

B : section de linteau

-Aciers transversaux :

• Premier sous cas :

Linteaux longs ($I_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$\text{avec: } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

Ou : S_t : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

L: portée de linteau

$$Z = h - 2d$$

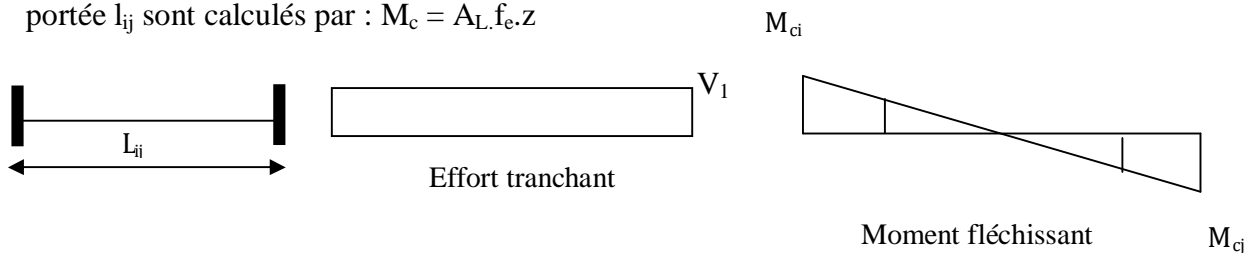
• Deuxième sous cas :

Linteaux courts : ($I_g = \frac{L}{h} \leq 1$) avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{V + A_t \cdot f_e}$

et $V = \min (V_1, V_2)$ ou : $V_2 = 2 V_u \text{ calcul}$

$$V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

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 : $M_c = A_L \cdot f_e \cdot z$



• Deuxième cas : $t_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

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 a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h-2d}{L} \quad \text{et} \quad V = V_{\text{calcul}} \quad (\text{sans majoration. ELS}).$$

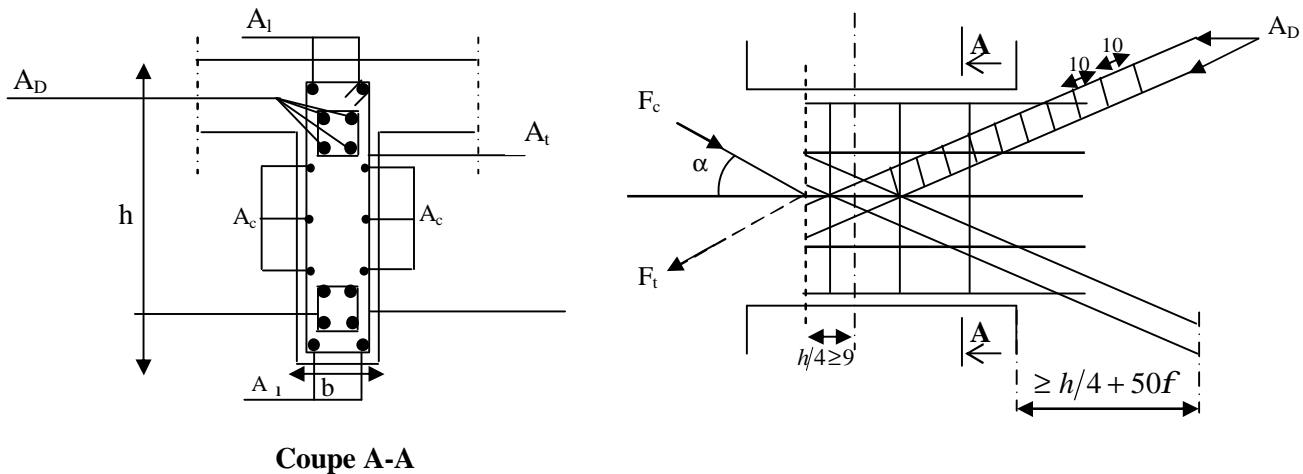


Fig. V.31 : armatures de linteaux.

• Ferraillage minimal :

-Armatures longitudinales :

$$A_L, A'_L \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$$

-Armatures transversales :

$$A_T \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } t_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$$

$$A_T \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } t_b > 0.025 \cdot f_{c28}$$

-Armatures de diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } t_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } t_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

-Armature de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou (A_c , 2nappe) doivent être au total d'un minimum égale a 0,20% de la section verticale du linteau,

$$A_C \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$$

V_4_4-2) Exemple de calcul :

Les caractéristiques géométriques du Linteau de la zone 01.

$$h = 1.00m$$

$$l = 1.26m$$

$$e = 0.20m$$

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$t_b = \frac{V}{b \times d} \text{ avec: } V = 1,4 \times V_U \text{ calcule Avec } V_u = 206 \text{ KN}$$

$$t_b = \frac{1,4 \times 206 \times 10}{100 \times 0,9 \times 20} = 1.6 \text{ MPa} \leq \bar{t}_b = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition verifiée}$$

$$t_b = 1.6 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa, donc le ferraillage minimal qu'on adopte}$$

✓ Armatures longitudinales ($A_l = A'_l$) :

Ø RPA 2003 :

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0,15\% \times b \times h = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

Ø BAEL 91 :

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times e \times (h - c') = 0.23 \times \frac{2.1 \times 20 \times (100 - 3)}{400} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = A'_l = 3 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2\text{HA}14 / \text{nappe} = 3.08 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures transversales :

$$t_b = 1.6 \text{ MPa} > 0,025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot S = 0.0025 \times 20 \times 20 = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 1.00 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ tous les } 20 \text{ cm.}$$

▼ Armatures diagonales

$t_b = 1.6MPa > 0.06f_{c28} = 0.625$, donc il sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V_{calcul}}{2 \cdot f_e \cdot \sin a}$$

$$tg a = \frac{h - 2c}{L} = \frac{1.00 - 2 \times 0,03}{1.26} = 0.740 \Rightarrow a = 36.72^\circ$$

$$A_D = \frac{206 \times 10}{2 \times 400 \times 0.59} = 4.30cm^2$$

$A_D = 4.30cm^2$, soit 4HA12 = 4.52cm² , avec un cadre de HA8 chaque 10cm

▼ Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 20 \times 100 = 4.00cm^2$$

soit : $A_c = 4.00cm^2 \Rightarrow 5HA12/nappe = 5.65cm^2$

▼ Longueur d'ancrage :

$$L_d = \frac{h}{4} + 50f = 25 + 50 \times 1.4 = 95cm$$

on prend $L_d = 100cm$

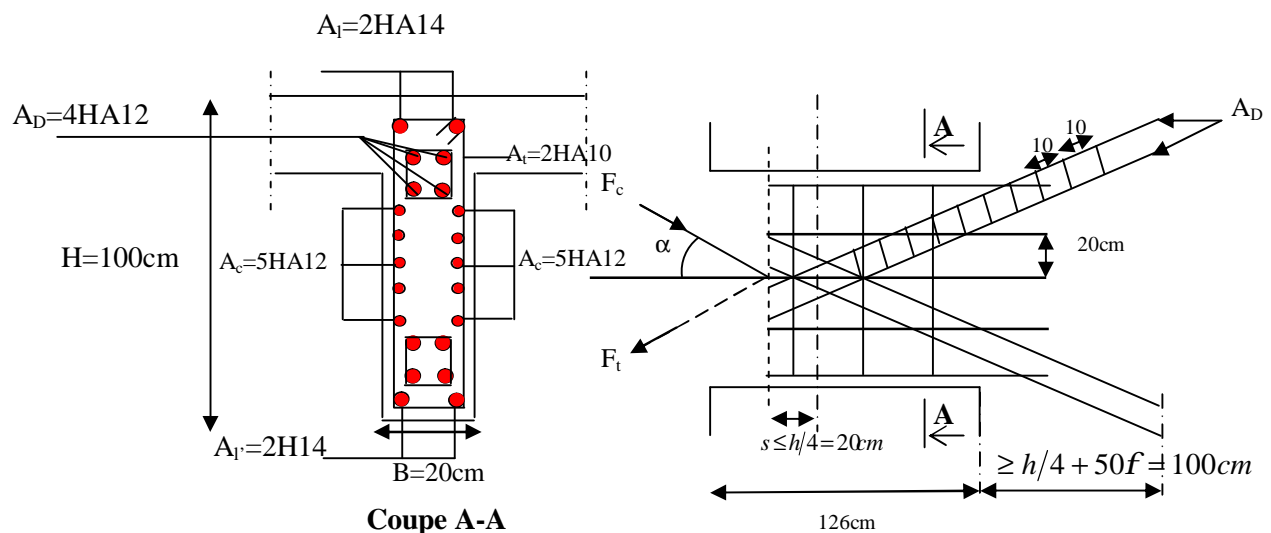


Fig. V.32 : Ferraillage de linteaux.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

L=1.26m

	Zone	II	III
Caractéristiques géométriques	h[m]	1.00	1.00
	e [m]	0.2	0.2
	B [cm ²]	0.252	0.252
	Fe (MPa)	348	348
	L [m]	1.26	1.26
	z[m]	0.94	0.94
	d [m]	0.03	0.03
sollicitation de calcul	V [KN]	206	238
	M [KN]/m	183	246.6
Vérifications	$\lambda=l/h$	1.26	1.26
$\zeta_b=5\text{MPa}$	$\zeta_b=1.5\text{MPa}$ ζ_b [MPa]	1.60	1.85
	Tg α	0.74	0.74
	Sin α	0.59	0.59
Ferraillage	Al [cm ²]	3.08	3.08
	Choix des barres Al	2HA14	2HA14
	At>0.25%.b.S [cm ²]	1.57	1.57
	Choix des barres At	2HA10	2HA10
	St	20	20
	AD [cm ²]	4.52	4.52
	Choix des barres AD	4HA12	4HA12
	Ac=0,20%.b.h [cm ²]	5.65	5.65
	Choix des barres Ac	5HA12	5HA12
	St	20	20

CHAPITRE IX

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

IX- 1- Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

√ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux,.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

√ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux .
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

√ Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bât. d'habitation, bât industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

√ Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés

Les fondations superficielles :

1. Fondations assises sur des remblais non stabilisés
2. Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
3. Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
4. Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
5. Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
6. Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,...)
7. Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
8. Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

Les fondations profondes :

1. L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
2. Erreurs lors de l'exécution.
3. Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

Conclusion :

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

Vu que notre ouvrage est important et le site d'implantation de type meuble (S3), il est vivement conseillé d'utiliser des semelles filantes ou un radier pour nos fondations.

• La contrainte admissible du sol :

Pour des raisons économiques ou que le sol est jugé de bonne qualité, on pourra estimer ce taux de travail en fonction de la constitution du sol et choisir dans la liste ci-dessous

(1Mpa = 10bars) → voir DTU 13.11 :

Tableau VI-1 : contrainte admissible du sol

Type de site	S_{adm}
Limon de plateau	1.5 à 3.0 bars
Terre à meulière	3.0 à 4.5 bars
Marne verte, argile	0.7 à 4.5 bars
Alluvions anciennes, sables, graviers	6.0 à 9.0 bars
Sables de Beauchamp	7.5 à 15 bars
Craie	9.0 à 10 bars
Marne + caillasse	7.5 à 15 bars
Calcaire grossier	18 à 45 bars
Roches peu fissurées saines non désagrégées de stratification favorable	7.5 à 4.5 bars
Terrain non cohérent à bonne compacité	3.5 à 7.5 bars
Terrain non cohérent à moyenne compacité	2.0 à 4.0 bars
Argile	0.3 à 3.0 bars

Pour notre cas le tableau ci-dessus nous donne une contrainte admissible de sol

$$S_{adm} = 3.0 \text{ bars} = 0.3 \text{ MPa}$$

IX-2- Dimensionnement :

a) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carrée

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

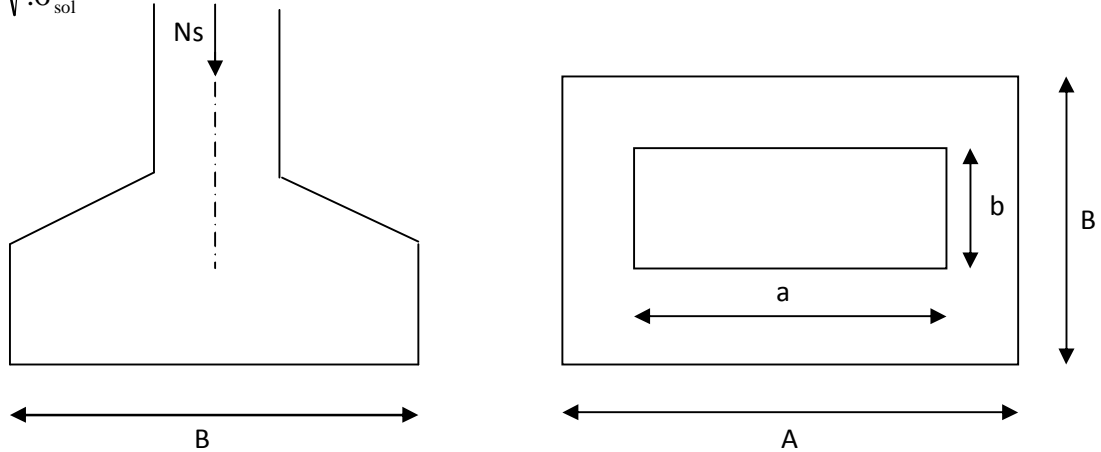


Fig.VI .1: Dimensionnement d'une fondation

Exemple de calcul :

$N_{ser} = 994.3 \text{ kN}$

$\sigma_{sol} = 0.25 \text{ MPa}$

$B \geq \sqrt{\frac{994.3}{0.25}} = 2.00 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2.00 \text{ m}$

**L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il*

faut opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle.
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0.3 \text{ MPa}$)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau X.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (Sens longitudinal)

Voiles	G (KN)	Q (KN)	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m2)
VL1	1827.5	190.7	2018.2	3.7	2.182	8.0728
VL2	1579.8	173.2	1753	3.45	2.032	7.012
VL3	1820	199.2	2019.2	3.7	2.183	8.0768
VL4	1584.3	180.9	1765.2	3.45	2.047	7.0608
VL9	1831.9	202.6	2034.5	3.7	2.199	8.138
vl10	1595.2	183.8	1779	3.45	2.063	7.116
vl11	1819.4	188	2007.4	3.7	2.17	8.0296
vl12	1571.5	170.8	1742.3	3.45	2.02	6.9692
						60.4752

Tableau X.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (Sens transversal)

Voiles	G (KN)	Q (KN)	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m2)
VT1	1294.7	143.8	1438.5	2	2.877	5.754
VT2	2757.3	452.7	3210	3.5	3.669	12.84
VT3	2852	471	3323	3.5	3.798	13.292
VT4	1154.7	125.6	1280.3	2	2.561	5.1212
VT5	1799.7	181.8	1981.5	3.8	2.086	7.926
VT6	2410.5	371.4	2781.9	3.8	2.928	11.128
VT7	2421.4	372.1	2793.5	3.8	2.941	11.174
VT8	1649.6	182	1831.6	3.8	1.928	7.3264
VT9	1801.1	182.2	1983.3	3.8	2.088	7.9332
VT10	2305.6	338.5	2644.1	3.8	2.783	10.576
VT11	2316.7	339.1	2655.8	3.8	2.796	10.623
VT12	1651	182.2	1833.2	3.8	1.93	7.3328
VT13	1285	140.4	1425.4	2	2.851	5.7016
VT14	2729.3	439	3168.3	3.5	3.621	12.673
VT15	2823.8	457.1	3280.9	3.5	3.75	13.124
VT16	1144.6	122.4	1267	2	2.534	5.068
						147.59

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = 60.47 + 147.59 = 208.06 \text{ m}^2$

2) semelles filantes sous poteaux :

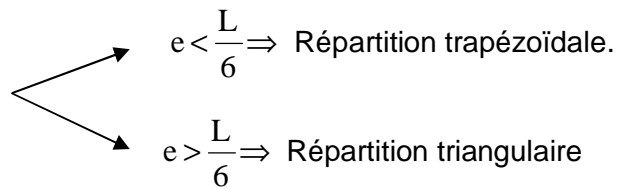
ü Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

ü Etape de calcul :

- _ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- _ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- _ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) \qquad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

ü Application :

Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	M _i
1	416.9	9.95	4148.155	0.29
2	429.3	6.45	2768.985	0.32
3	594	2.65	1574.1	0.21
4	426.3	0	0	0.32
5	419.2	-2.65	-1110.88	0.29
6	414.7	-6.45	-2674.815	1.37
7	408.5	-9.95	-4064.575	1.37
	3108.9		640.97	4.17

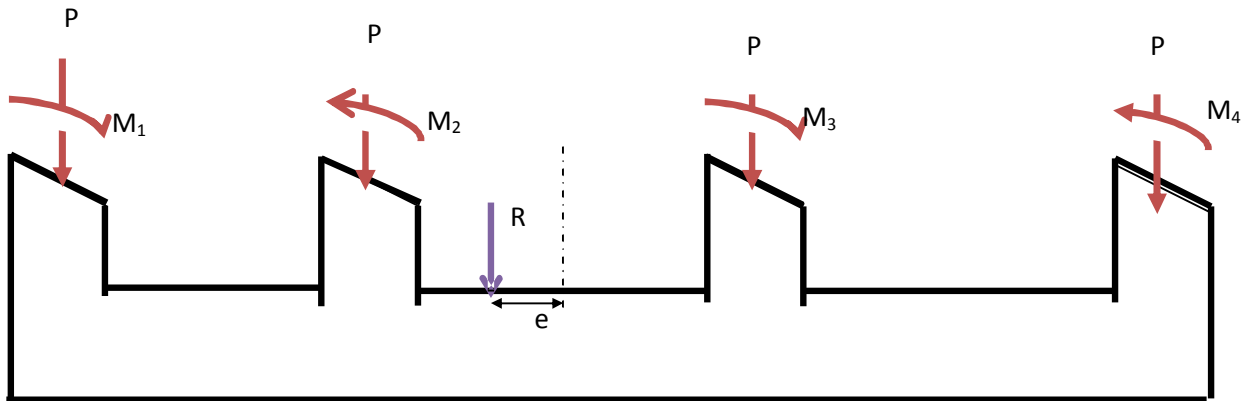
On a :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{640.97 + 4.17}{3108.9} = 0.207m$$

$$e = 0.207 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{19.90}{6} = 3.316 \text{ m}$$

Calcul Q(L/4):

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{3108.9}{19.9} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.207}{19.9} \right) = 161.10 \text{ kN/m}$$



ü Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{S_{SOL}} = \frac{161.10}{250} = 0.644 \text{ m} \text{ on prend } B = 0.70 \text{ m}$$

On aura donc , $S = 0.7 \times 19.9 = 13.93 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 13.93 \times 8 = 111.44 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 111.44 + 208.06 = 320 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 20.40 \times 25.30 = 516.12 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{320}{516.12} = 0,62$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 62 %

➤ Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

c)-Etude du radier :

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

IX- 3- Pré dimensionnement du radier :

√ Epaisseur du tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{max} / 20 \quad ; \quad \text{Avec : } L_{max} = 4.10\text{m}$$

L_{max} : portée maximale

$$\text{A.N: } h_d \geq \frac{410}{20} = 20.5\text{cm} \quad \rightarrow \text{ soit : } h_d = \mathbf{30\text{cm.}}$$

√ Hauteur des nervures :

• Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} = 25\text{cm}$)

• Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$L_{max} = 4,10\text{m} \quad \Rightarrow \quad 410/8 = 51.25\text{cm} \leq h \leq 410/5 = 82\text{cm}$$

On prend : $h_n = 80\text{cm}$.

• Selon la condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.
Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen.
 I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865$ MPa

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,10\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.802 \text{ m}$$

Soit : **$h = 90\text{cm}$** et **$b_n = 45\text{cm}$**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90\text{cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30\text{cm}$ Hauteur de la dalle.

$b = 45\text{cm}$ Largeur de la nervure

2- Détermination des efforts :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$h_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de **$h_{deb} = 50 \text{ cm}$**

Donc : la surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{batiment} + S_{débord} = 516.12 + (0.5 \times (20.40 + 25.30) \times 2) = 561.82 \text{ m}^2$$

Combinaisons d'actions :

$G = 91541.3\text{KN}$ (Les résultats du ETABS)

$Q = 1199.32 \text{ KN}$

L'ELU: $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1.35 \times 91541.3 + 1.5 \times 1199.32 = 125379.7 \text{ KN}$

L'ELS: $N_s = G + Q = 91541.3 + 1199.32 = 92740.6 \text{ KN}$

• **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

L'ELU: $S_{nrad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times S_{SOL}} = \frac{125379.7}{2 \times 250} = 377.14 \text{ m}^2$

L'ELS: $S_{nrad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{S_{SOL}} = \frac{92740.6}{250} = 370.96 \text{ m}^2$

D'où :

$S_{nrad} = \max (S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = 377.14 \text{ m}^2$

$S_{rad} > S_{nrad} \dots \dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

• **Charge permanente :**

Poids du bâtiment : 91541.3KN

Poids du radier : $[(561.82 \times 25 \times 0.30) + [(0.90 - 0.30) \times 0.50 \times 25 \times 163.2]] = 5437.65 \text{ kn}$

Poids du remblai en TVO : $(0.9-0.3)(561.82-81.16) \times 17 = 4898.24 \text{ kn}$

Poids de la dalle flottante : $[561.82 \times 0.12 \times 25] = 1685.46 \text{ kn}$

$G_{rad} = 12021.35 \text{ kn}$

Gtot = G_{bat} + G_{rad} = 91541.3 + 12021.35 = 103562.65 kn

Combinaison d'actions :

• **ELU:** $N_{u \text{ total}} = N_u + 1.35 G_{rad} = 125379 + 1.35(12021.35) = 141607.82 \text{ kn}$

• **ELS:** $N_{s \text{ total}} = N_s + G_{rad} = 92740.7 + 12021.35 = 104762.05 \text{ kn}$

IX-4- Vérifications :

a. Vérification à la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{141607 \cdot 0,82 \times 1}{561 \cdot 0,82} \times \frac{4,10}{2} = 516,7 \text{ kN}$$

$$t_u = \frac{516,7}{1 \times 0,27} = 1913,7 \text{ kN} / \text{m}^2 = 1,91 \text{ MPa}$$

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

$t_u < \bar{t}$ P **Condition vérifiée**

b. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- § Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- § Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.
- §

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

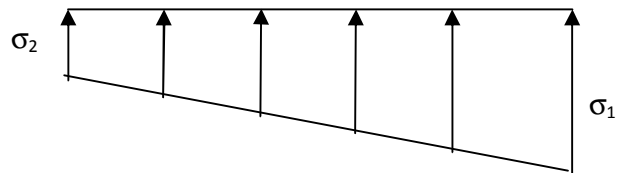
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

H : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

L'ELU : $s_m = \frac{3 \cdot s_1 + s_2}{4} \leq 1,33 s_{SOL}$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{Avec : } s_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot X_G$$

Ø Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.87m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 12.65m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Ø Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 27530.27m^4$$

$$I_{yy} = 17969.78m^4$$

Ø Calcul des moments :

$$M_{xx} = 85729.66 + 7507.7 \times 0,9 = 92486.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 107820.8 + 8042 \times 0,9 = 115058.60 \text{ KN.m}$$

	ELU				ELS				Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	$1.33\sigma_{\text{sol}}$	σ_1	σ_2	σ_m	σ_{sol}	
X - X	288.30	215.60	270.12	332.5	222.41	150.3	204.39	250	Vérifiée
Y - Y	267.46	105.50	227	332.5	267.46	105.47	226.96	250	vérifiée

c. Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot m_c \cdot h \cdot f_{c28}) / g_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

m_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

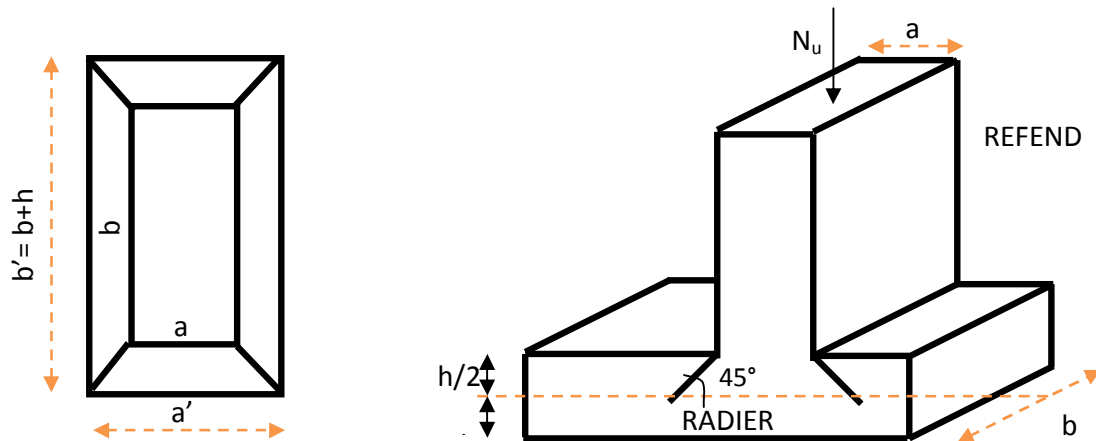


Figure. Périmètre utile des voiles et des poteaux

Ø Calcul du périmètre utile μ_c :

• Poteaux :

$$m_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,4 + 0,4 + 2 \times 0,7) = 4.4 \text{ m}$$

$$N_u = 1366.2 \text{ KN}$$

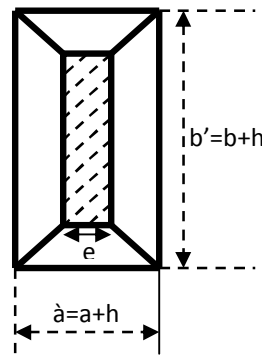
$$N_u = 1366.2 \text{ kn} < (0,07 \times 4.4 \times 0,7 \times 25000) / 1.5 = 3593.33 \text{ KN}$$

• Voile :

$$m_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,7) = 5.2 \text{ m}$$

$$N_u = 3892.8 \text{ KN}$$

$$N_u = 3892.8 < 0,07 \times 0,7 \times 5.2 \times 25000 / 1.5 = 4246.66 \text{ KN}$$



IX-5-Ferraillage du radier :

A) Ferraillage de la dalle :

Le radier se ferraillie comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis la réaction du sol. On distingue deux cas :

✓ 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

✓ 2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :

$$r = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

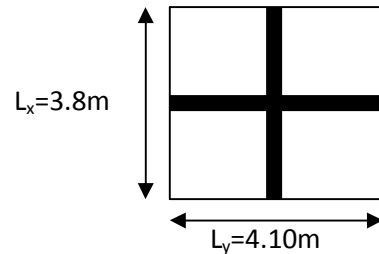
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1. Identification du panneau :

$L_x = 3.8 \text{ m} ; L_y = 4,10\text{m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.80}{4.10} = 0,92$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} = S_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 291.69 - \frac{12021.35}{561.82} = 270.29 \text{ kN/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = S_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 226.4 - \frac{12021.35}{561.82} = 205.00 \text{ kN/m}^2$$

2. Calcul a' L ELU :

$q_u = 270.29 \text{ KN/m}^2$

$$r = 0,92 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,044 \\ U_y = 0,84 \end{cases}$$

3. Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$M_{0x} = u_x \times q_x \cdot l_x^2 = 0,044 \times 270.29 \times (3.8^2) = 171.71 \text{ Kn.m}$

$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,84 \times 171.71 = 144.24 \text{ Kn.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée

4. Ferrailage dans le sens x - x :**Ø Aux appuis :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 171.71 = -85.85 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{85.85 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,083 \quad \langle \quad \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée. (SSA)

$$\mu_u = 0,083 \rightarrow \beta = 0.955 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{st}} = \frac{85.85 \times 10^5}{0,955 \times 27 \times 348 \times 100} = 9.58 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10.05 cm²/ml ;

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

Ø En travée :

$$M_t = 0,75 \times 171.71 = 128.78 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{128.78 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,124 \quad \mathbf{p} \quad U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,166 \rightarrow b = 0,934 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{128.78 \times 10^5}{0,934 \times 27 \times 348 \times 100} = 14.67 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA20 = 15.71 cm²/ml

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$.

5. Ferrailage dans le sens y - y :**Ø Aux appuis :**

$$M_{app} = (-0,5) \times 144.24 = -72.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{72.12 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,069 \quad \mathbf{p} \quad 0,392 = U_1 \quad \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,069 \rightarrow b = 0,0964 (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{72.12 \times 10^5}{0,964 \times 27 \times 348 \times 100} = 7.96 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10.05 cm²/ml.

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

Ø En travée :

$$M_t = 0,75 \times 144.24 = 108.18 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{108.18 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,104 \quad \text{p } U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,104 \rightarrow b = 0,945 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{108.18 \times 10^5}{0,945 \times 27 \times 348 \times 100} = 12.18 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA20 = 15.71 cm²/ml Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

Tableau VI-3 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

	Sens de la grande portée Y-Y	Sens de la petite portée X-X
Armatures en appuis	5 HA16/ml	5 HA16/ml
Armatures en travée	5HA20/ml	5 HA20/ml

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

Ø Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = w_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

Sens x - x :

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,92}{2} = 2,496 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y - y :

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $\begin{cases} A_{ua}^x = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,496 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} A_{ut}^x = 15.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,496 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 15.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

Ø Calcul a LELS :

$q_s = 205 \text{ KN/m}^2$

$\rho = 0,92 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,044 \\ \mu_y = 0,84 \end{cases}$

Calcul des moments M_u, M_v .

$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,044 \times 205 \times 3.80^2 = 130.25 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0,84 \times 130.25 = 109.41 \text{ KN.m}$

Calcul des moments M_a, M_t dans les sens.

• **Sens xx :**

$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 130.25 = -65.12 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 130.25 = 97.68 \text{ KN.m}$

• **Sens yy :**

$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 109.41 = -54.7 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 109.41 = 82.06 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$a = \frac{y}{d} < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } g = \frac{M_u}{M_s}$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	85.85	65.12	1.32	0.083	0.109	0.409	Vérifiée
	Travée	128.78	97.68	1.32	0.124	0.166	0.409	Vérifiée
Y- Y	Appuis	72.12	54.7	1.32	0.069	0.09	0.409	Vérifiée
	Travée	108.18	82.06	1.32	0.104	0.138	0.409	Vérifiée

B) Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

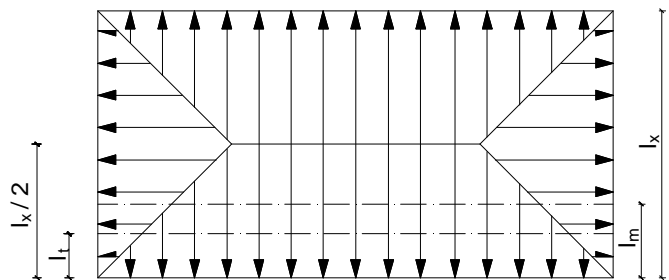
1. Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (l_m) et le même effort tranchant (l_t) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément reparti et le calcul devient classique

• **Charge trapézoïdale :**

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{r_x^2}{6} \right) = 1.36m$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{r_x}{4} \right) = 1.03m$$



• **Charge triangulaire :**

$$l_m = 0.333l_x = 1.26m$$

$$l_t = 0.25l_x = 0.95$$

• **Charges à considérer :**

Ø **Sens longitudinal : charge trapézoïdale :**

$$= 1.03 m$$

= 1.36 m

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 270.29 \times 1.36 = 367.60 \text{KN} / \text{ml}.$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 205.00 \times 1.36 = 278.80 \text{KN} / \text{ml}.$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 270.29 \times 1.03 = 278.40 \text{KN} / \text{ml}.$$

Ø Sens transversal : charge triangulaire :

=0.95m

=1.26m

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 270.29 \times 1.26 = 340.56 \text{KN} / \text{ml}.$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 105.00 \times 1.26 = 258.30 \text{KN} / \text{ml}.$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 270.29 \times 0.95 = 256.77 \text{KN} / \text{ml}.$$

Détermination des efforts :

Ø Sens transversal :(y-y)

1) E.L.U

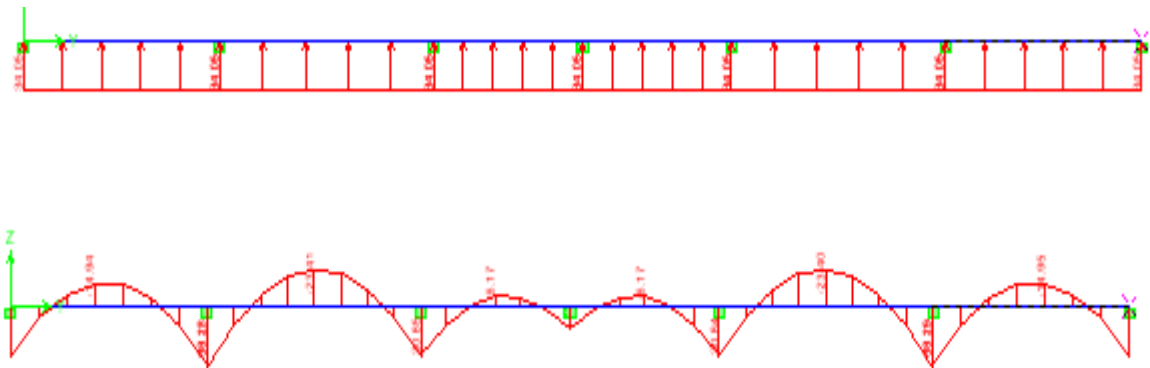


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U



Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Ø Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 234.1 \text{ KN}.$$

$$M_a^{\max} = 391.94 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 85 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

Ø Aux appuis :

$$M_{\text{app}} = 391.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{391.94 \times 10^6}{450 \times 850^2 \times 14,2} = 0,084 \text{ p } 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,084 \rightarrow b = 0,956$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{391.34 \times 10^6}{0,956 \times 850 \times 348} = 13,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{as} = 13,83 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4HA 16 + 4HA 14 = 14,19 \text{ cm}^2$$

Ø En travée :

$$M_t = 234,1 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{234,1 \times 10^6}{450 \times 850^2 \times 14,2} = 0,0506 \text{ p } U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,045 \rightarrow b = 0,974$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{234,1 \times 10^6}{0,974 \times 850 \times 348} = 7,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{as} = 7,73 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4HA 16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

2) E.L.S

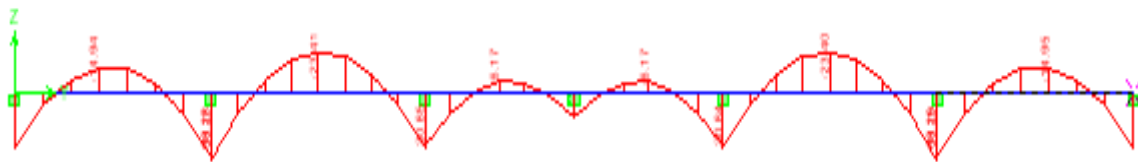
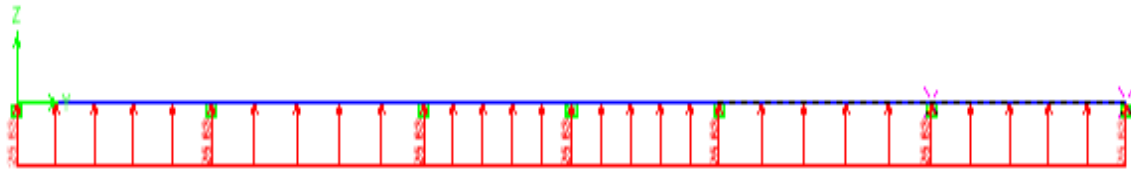


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

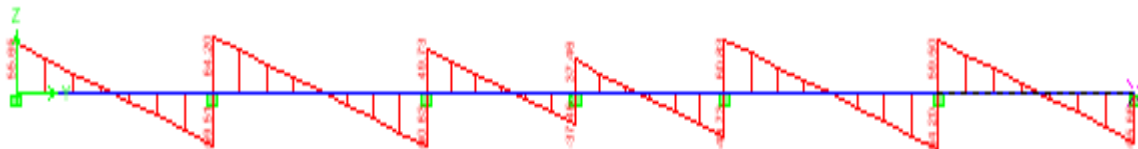


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

X-7-Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms				Rapport	Obs.
Y- Y	Appuis	391.94	370.76	1.057	0.076	0.0989	0.28	Condition vérifiée
	Travée	234.1	183.86	1.273	0.045	0.0589	0.386	Condition vérifiée

Ø Sens longitudinal :(X-X)

ELU : q_u = 367.6 KN/m

ELS : q_s = 278.8 KN/m

1) E.L.U

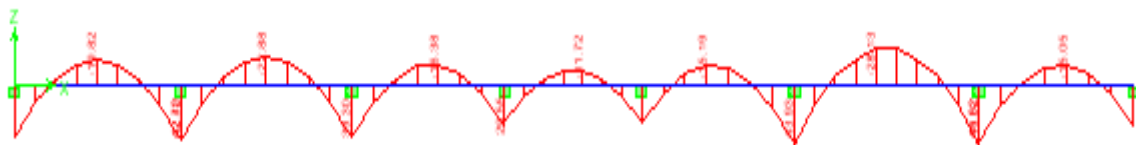
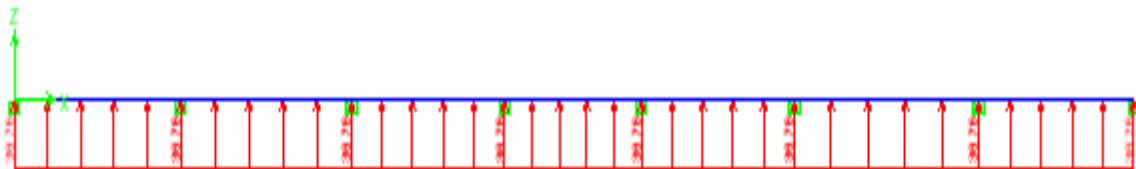


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

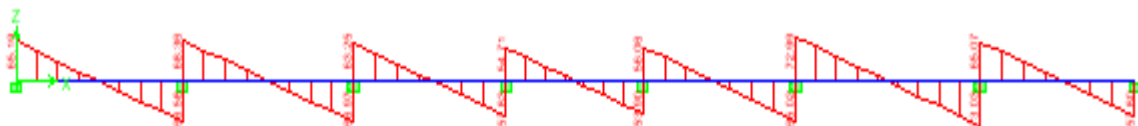


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

Ø Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 283.1 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 458.24 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm, } h = 90 \text{ cm, } d = 85 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa, } \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

Ø Aux appuis :

$$M_{app} = 458.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{458 \times 10^6}{450 \times 850^2 \times 14,2} = 0,098 \text{ p } 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,098 \rightarrow b = 0,984$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{458.24 \times 10^6}{0,984 \times 850 \times 348} = 15.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{as} = 15.74 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4HA20 + 4HA14 = 18.73 \text{ cm}^2.$$

Ø En travée :

$$M_t = 283.1 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{283.1 \times 10^6}{450 \times 850^2 \times 14,2} = 0,051 \text{ p } U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,051 \rightarrow b = 0,973$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{283.1 \times 10^6}{0,973 \times 850 \times 348} = 9.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{as} = 9.83 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4HA16 + 2HA12 = 10.30 \text{ cm}^2.$$

2) E.L.S

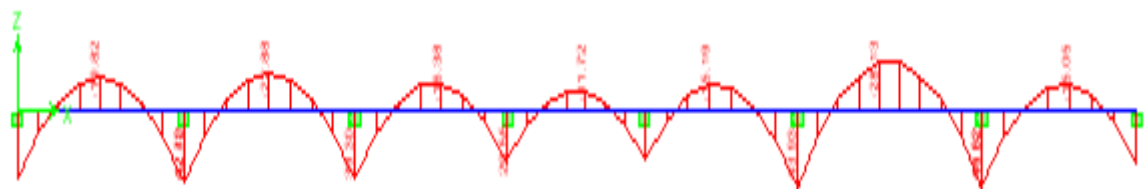
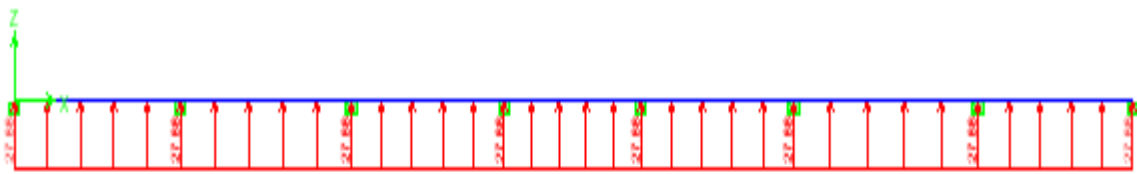


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

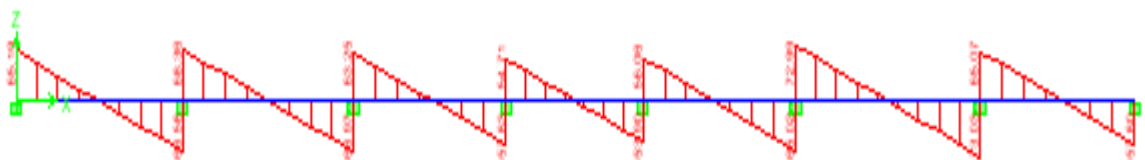


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	458.24	358.76	1.227	0.086	0.1126	0.477	Condition vérifiée
	Travée	283.1	220.29	1.285	0.046	0.0589	0.392	Condition vérifiée

Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 85 \times 2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} A_{\text{app}} &= 18.73 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.13 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{tra}} &= 10.30 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.13 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{ condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

Armatures transversales :

Espacement des armatures

$$f_i \geq \frac{f_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

$$S_i \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12f_1 \right\} = \min \{ 22.5 ; 24 \} = 22.5 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm} : \text{ en zone nodale}$

$S_t = 15 \text{ cm} : \text{ en zone courante}$

• **La quantité Armatures transversale minimales :**

En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.5 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.25 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{g_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 730.3 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{730.3 \times 10^3}{500 \times 850} = 1.718 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant notre formation en nous basant sur les documents techniques et les règlements en vigueur. Ainsi nous avons pu mettre en évidence certaines méthodes et principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner les points suivants :

- Dans la conception parasismique, il est important que l'ingénieur aboutisse à une conception plus adéquate - dans la mesure du possible - vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important ;
- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et calcul des structures ;

Pour finir, nous dirons que la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir, la résistance, la durabilité et l'économie dans le respect des normes.

Nous espérons que ce travail apportera un plus pour les promotions futures.

Bibliographie

- ✚ Règles parasismique algérienne RPA 99 / version 2003.
- ✚ Règles BAEL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ✚ MARIUS DIVER
Calcul des tours en béton armé » Edition DUNOD - 1972 (paris)
- ✚ Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✚ REGLEMENT Neige & Vent RNV 99 (C2-47)