



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique



Université Aboubakr Belkaid  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

Mémoire pour l'Obtention du Diplôme  
De Master en Génie civil  
Option  
Ingénierie des structures

**Thème :**

***Etude et planification d'un bâtiment R+9  
avec un sous sols a usage multiple***

---

Présenté le 25/06/2013 par :

M<sup>elle</sup>, **BESTAOUI.Wafa**

M<sup>elle</sup>.**DEGUI.Nihed.Djazia**

Devant le Jury composé de :

**DR : BOUKLI HACENE Sidi Mohamed EL Amine**

**Président**

**Mm.HAKIKI.Kamila**

**Examinatrice**

**M<sup>er</sup>:TALEB.Omar**

**Examineur**

**M<sup>er</sup>. HOUTI.Farid.Brahim**

**Encadreur**

**M<sup>er</sup>.HAMZAOULFethi**

**Encadreur**

**Année Universitaire : 2012 – 2013**



## REMERCIEMENTS

Par la Grace d'Allah et par sa volonté nous avons pu effectuer et terminer ce modeste travail.

Nous souhaitons exprimer notre profonde reconnaissance à nos deux directeurs de mémoire **M.HOUTI Farid** maitre assistant A à l'université de Tlemcen Abou Bekr-Belkaid pour son assistance et ses précieux conseils dans l'élaboration de notre mémoire de fin d'étude.

Aussi, nous remercions **M.HAMZAOUI Fethi**, maitre-assistant A à l'université de Tlemcen de nous avoir bien guidé dans notre travail et d'avoir partagé avec nous ces connaissances.

Une profonde gratitude à Mlle **MEDJAHED Amina** ingénieur au CTC pour son soutien et sa précieuse aide.

On est également très reconnaissant, au président des jurés **Mr.Boukli.H** et nos examinateurs **Hakiki.K** et Mr. **Taleb.O** de nos faire j'honneur d'accepter de nous examiner.

On est également très reconnaissant, à l'honneur des membres du Jury en ce jour de notre présentation

Et enfin, nous remercions les différents enseignants et enseignantes qu'on a eu l'occasion de côtoyer tout au long de notre parcours universitaire et avec qui nous avons beaucoup appris dans les études et dans la préparation de notre vie professionnelle InchaAllah



## DEDICACES

*Avec un énorme plaisir un cœur ouvert et une immense joie que je dédie mon travail a ma très chère et adorable mère qui a toujours crue on moi et soutenu tout au long de ma vie et ma donné tout sont affection et sont amour et que j'espère la récompensé avec ce mémoire.*

*A ma très chère sœur « NESRINE » qui fait la raison de ma réussite avec sont soutien moral*

*Je dédie ce travail a mon père mes frères **Choukri, Arslane & Wassila** qui mon jamais laissé tombé.*

*A ma meilleurs amie qui ma collaboré non seulement dans la réalisation de ce mémoire mais aussi qui a partagé les bonne comme les mauvaise chose de ma vie, à toi **N.Djazia***

*A tout mes amis : **Hami, Mimi, ikram, Selma, Asma, Billal, Anoir et Hadjer** qui on toujours été la pour moi en toutes circonstance*

*Et bien sur, tous mes amis et plus particulièrement la promotion **Génie Civil** : (2010-2013).*

**Wafa**



## DEDICACES

*Je dédie ce travail à mes très chers parents, votre courage, vos sacrifices ont été pour moi le meilleur soutien durant ce long parcours, veuillez trouver dans ce travail une grande reconnaissance pour ce que vous avez entrepris à mon égard, et un fruit de toutes vos prières et vos efforts.*

*A mes chers frères **Imad et Yacine***

*A ma meilleure copine et mon binôme **B. Wafa.***

*A tous mes amis.*

*A tous mes collègues.*

*A toute la promotion « 2010-2013 » de **GENIE CIVIL***

*A tous ma famille.*

**DJAZIA**

## RESUME

---

Le but de ce projet, est l'étude d'un bloc R+9 en béton armé constitué d'un parking en sous-sol, d'un rez-de-chaussée à usage commercial, d'un premier étage destiné à accueillir des bureaux et huit étages d'habitations s'est constitué en huit chapitres.

Nous avons tout d'abord commencé par présenter le bâtiment choisi, pour ensuite effectuer une étude préalable destinée à pré dimensionner les éléments structuraux et à étudier les solutions techniques retenues pour la descente des charges. Nous avons ensuite étudié les différents éléments secondaires composant le bâtiment (dimensionnement, ferrailages des planchers, escaliers, etc).

Par la suite nous avons étudié la structure principale du bâtiment via l'analyse des poteaux et des voiles entre autre. Pour ensuite passer à l'étude des fondations en détails, en passant par le choix du type ou ici encore la détermination du ferrailage.

Dans la dernière partie nous nous occupons donc du management de projet en lui-même. De l'étude préalable en passant par la gestion des risques et la planification des étapes du projet.

Mot clés : Bâtiment, béton armé, management ,projet risque.

## ABSTRACT

---

The purpose of this project, the study of an R 9 reinforced concrete block consists of a parking lot in the basement, a ground floor for commercial use, a first floor intended to accommodate eight floors of offices and dwellings consists of eight chapters

We first began by presenting the selected and then carry out a preliminary study to pre sizing structural elements and to study technical solutions for the descent of the load building. We then studied the different components of the secondary building (design, reinforcement of floors, stairs.).

Subsequently we studied the main building structure through the analysis of poles and sails and more. Then move to the study of foundations in detail, through the choice of the type or again the determination of reinforcement.

In the last part so we take care of the project management itself. The preliminary study through risk management and planning stages

Keyword: Building, concrete, management, project risk.

الغرض من هذا المشروع، ودراسة لـ R+9 بلوك الخرسانة المسلحة يتكون من موقف للسيارات في الطابق السفلي، و الطابق الأرضي للاستخدام التجاري، وطابق أول تهدف إلى استيعاب ثمانية طوابق للمكاتب والمسكن تتكون من ثمانية فصول.

بدأنا أولاً عن طريق تقديم المحدد ومن ثم إجراء دراسة أولية لمسبقات التحجيم العناصر الهيكلية ودراسة الحلول التقنية للنزول من المبنى الحمل. نحن ثم درس مختلف مكونات المبنى الثانوي (تصميم، وتعزيز الطوابق، والسلالم).

بعد ذلك قمنا بدراسة هيكل المبنى الرئيسي من خلال تحليل القطبين والأشعة وأكثر من ذلك. ثم ينتقل إلى دراسة الأسس بالتفصيل، من خلال اختيار نوع أو مرة أخرى عزم التعزيز

في الجزء الأخير لذلك نحن نحرص على إدارة المشروع في حد ذاته. الدراسة الأولية من خلال إدارة المخاطر ومراحل التخطيط.

الكلمة: البناء، الخرسانة، وإدارة، ومخاطر المشروع

L'Algérie a connu, durant le demi-siècle dernier, une croissance démographique importante. Aussi, selon les statistiques de la RGPH « **Recensement Général de la Population et de l'Habitat** » d'ici 30ans, 80% de la population vivra en milieu urbain.

Les changements survenus sur le plan économique et social ont mis en évidence de véritables problèmes socioéconomiques concernant la complexité de l'organisation urbaine.

Notons que le besoin en matière de logements et d'équipements collectifs est le résultat, bien évidemment, de l'évolution démographique, mais également, des changements économiques et de mutations sociales. La combinaison de ces facteurs nous conduit à une accélération du rythme de l'urbanisation.

Aujourd'hui, l'aménagement du territoire urbain ainsi que la mise en conformité des constructions sont devenus des enjeux essentiels pour permettre l'amélioration des conditions et cadres de vie de la population. La réalisation de ces enjeux doit être mise en parallèle avec l'optimisation de l'occupation de l'espace, tout en mettant fin à un urbanisme irraisonné peu valorisant. L'Etat, maintenant sensibilisé à ces problématiques, a mobilisé des moyens colossaux pour développer ce secteur en plein essor dans notre pays.

Le BTP est un secteur professionnel « poids lourds » de l'économie de multiple pays. Ce secteur regroupe un grand nombre d'activités telles que la menuiserie, le génie civil, la construction métallique, les travaux routiers ou encore le terrassement pour n'en citer que quelques unes. Il constitue donc aujourd'hui le pilier de la nouvelle politique de notre président de la république.

Ainsi, quel que soit la nature de l'ouvrage à construire, son exécution s'inscrit dans une procédure très réglementée mettant en relation plusieurs acteurs aux rôles bien définis.

Pour satisfaire les exigences annoncées ci-dessus les ingénieurs et les architectes ne cesse d'innover et chercher des solutions pour une optimisation des structures et une irradiation de la crise immobilière pour cela ils se tournent vers la construction de grandes structures, des tours ou même des buildings L'introduction au management du projet au bâtiment leurs a permis de former des professionnels capable d'intervenir et de piloter une opération de construction pour optimiser au maximum le temps et les délais de réalisation

En ce sens, le management de projet va donc plus loin que le fait de faire travailler l'ensemble des gens venants de différent métier sur un seul objectif commun. C'est à la fois un outil stratégique de l'entreprise pour répondre au changement rapide des marchés et un formidable outil de motivation pour ceux qui participent comme pour les métiers, si tous les apprentissages réalisés sont mémorisés.

— La structuration de notre mémoire va être comme suit :

Dans le chapitre1 nous allons donner un aperçu global de l'ouvrage avec quelques notions sur le comportement des composantes de la structure.

En suite le chapitre2 nous illustrera les descentes des charges et un pré-dimensionnement des différents éléments qui compose un bâtiment

Le chapitre3 nous permettra de développer et mettre en pratique les nombreuses formules et règles du béton armé pour calculer les ferraillements des éléments secondaires.

A l'aide du logiciel « SAP 2000 » nous allons établir dans le Chapitre4 une modélisation poteaux poutres de la structure afin de pouvoir déterminé la période optimale de la structure.

Le chapitre5 fera l'objet d'une étude des éléments structuraux pour établir les différentes nuances de ferrailage.

Dans le chapitre6 on va parler des fondations on établira les type de fondation, leurs dimensions et en fin choisir le ferrailage nécessaire pour la résistance de cette dernière.

Les chapitres 7et 8 constituerons la partie managerielle de ce mémoire on donnera quelque notion et définition du management de projet et des exemples pratiques de notre structures a l'aide du « MS-PROJECT » on aura la possibilité de listé les tache qui constitue la réalisation de notre bâtiment pour obtenir les délais de réalisation.

En fin, deux annexe sont attaché au mémoire l'annexe A possède le diagramme de Gantt et l'annexe B est attaché d'un jeu de plans servant comme dossiers graphiques interprétant les différents résultats de calcul ces dernier sont utilisés comme guide sur chantier pour que la réalisation de cet ouvrage soit conformément aux règles en vigueur

### 1.1. Introduction :

La connaissance des propriétés des matériaux est fondamentale dans toutes les études, applications techniques et choix architecturaux. Le respect des exigences de sécurité des constructions, de confort et d'environnement est aussi directement lié aux performances et capacités des matériaux. Les mettre en relation avec les besoins de stabilité mécanique, de sécurité en cas d'incendie, d'isolation contre le bruit, de confort d'isolation (thermique et acoustique) et de protection contre l'humidité n'est pas simple, mais s'avère essentiel. Pour le calcul des éléments (poteaux, poutres, voiles.....) constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues BAEL91, RPA99 modifié en 2003 qui s'appuie sur la connaissance des matériaux béton, acier et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

### 1.2. Implantation de l'ouvrage :

Le projet se situe à l'ouest de la commune de Mansourah Tlemcen. Il est limité au sud par des bâtiments d'habitation, à l'est et au nord par des voies mécaniques le séparant de terrain vague et à l'ouest de terrain vague, nous signalons aussi le passage d'un oued dans la partie ouest du terrain et d'un autre non loin de la limite du terrain. Au nord-est du terrain se trouve un poste transformateur SONELGAZ (voir les plans de situation et d'implantation joints en annexe).

### 1.3. Présentation du bâtiment :

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+9 en béton armé composé :

- Le sous-sol destiné à être comme parking sous-terrain.
- Rez-de-chaussé commercial.
- 1<sup>ER</sup> étage destiné à être utilisé comme bureaux.
- Huit Etage courant à usage d'habitation.

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 34m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de faible sismicité (zone1)

#### 1.3.1 Dimensions en élévation :

**Tableau1.1** caractéristique géométrique

Hauteur total de bâtiment	H=34m
Hauteur de RDC	h=3,40m
Hauteur des étages courant	h=3,06m
Hauteur du sous-sol	h=4,25m

#### 1.4. Conception de la structure :

##### ❖ Ossature de la structure :

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (Voiles et portiques)

##### ❖ Plancher :

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

- Des planchers à corps creux (16+5)
- Dalle pleine dans la partie de forme irrégulière

##### ❖ Escalier :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent le passage à pieds des différents niveaux de bâtiment.

##### ❖ maçonnerie :

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5cm; les cloisons sont faites en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur.

##### ❖ Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduite plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissage de façades extérieures.

##### ❖ Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

##### ❖ Gaine d'ascenseurs :

Vue la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

#### 1.5. Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté :  $\sigma_{sol} = 1,5$  bars

#### 1.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

##### 1.6.1. Le béton :

Le béton est un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats naturels (sable, gravillons) ou artificiels (granulats légers) agglomérés par un liant. Le liant peut être qualifié d'« hydrique », lorsque sa prise se fait par hydratation.

Ce liant est appelé couramment « ciment » ; on obtient dans ce cas un « béton de ciment », l'un des plus fréquemment utilisés.

On peut aussi utiliser un liant hydrocarboné (bitume), ce qui conduit à la fabrication du « béton bitumineux ».

Enfin, lorsque les granulats utilisés avec le liant hydraulique se réduisent à des sables, on parle alors de « mortier ». On peut largement optimiser la courbe granulaire du sable, auquel cas on parlera de « béton de sable ».

Le béton frais associé à de l'acier permet d'obtenir le « béton armé », un matériau de construction courant.

Le béton frais associé à des fibres permet d'obtenir des « bétons fibrés ». C' est le deuxième matériau minéral le plus utilisé mondialement, après l'eau potable.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

### 1.6.1.2. Résistances mécaniques du béton :

#### 1.6.1.2.1. La résistance en compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \end{cases}$$

- pour 28 jours < j < 60 jours .....  $f_{cj} = f_{c28}$

- pour j ≥ 60 jours .....  $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Pour notre étude, on prend :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

#### 1.6.1.2.2. La résistance en traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à " j " jours est conventionnellement définie par la relation:  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

Donc pour  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ ,  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

### 1.7. Méthode calcul :

Une connaissance plus précise du comportement du béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul.

#### 1.7.1. Déformation et contraintes de calcul :

- **Etat limite de résistance :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit:

"Parabole –rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

### a. Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

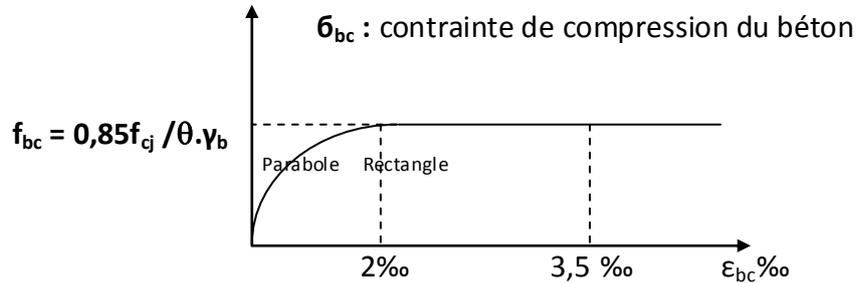


Figure : 1.2. Diagramme parabolique rectangulaire

Avec:

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

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul pour  $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$  cas générale

$\gamma_b = 1,15$  cas de combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

### b. Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.

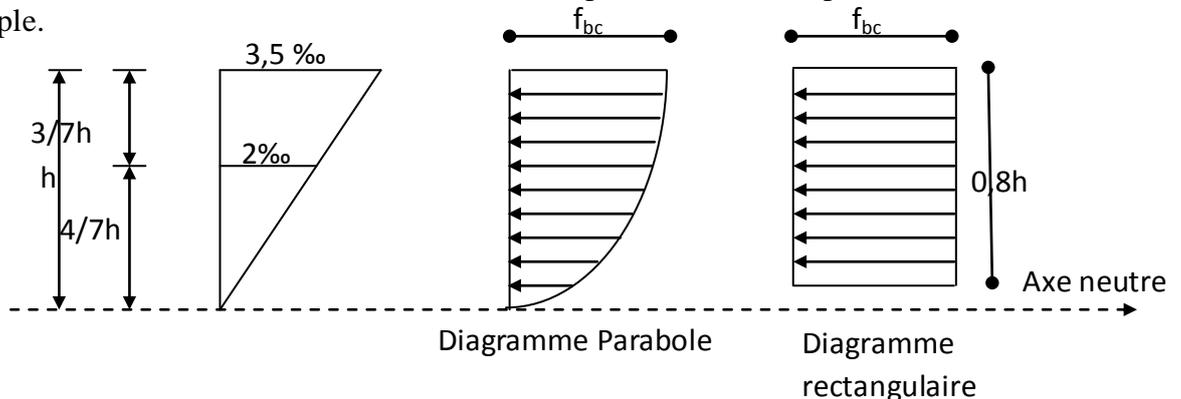


Figure 1.3. diagramme rectangulaire simplifié

#### 1.7.1.2. Contrainte admissible de cisaillement:

$\tau_u = \min(0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5Mpa)$  Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4Mpa)$  Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $T_u$ .

$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d$  avec :  $b_0$  : largeur de la pièce.

$d$  : hauteur utile.

### 1.7.1.3. Modules de déformation longitudinale du béton:

- **Module de déformation instantanée:**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h:

$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$  ; pour  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  ;  $E_{i28} = 32164,2 \text{ Mpa}$ .

- **Module de déformation différée:**

$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$  ; pour  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  ;  $E_{i28} = 10818,9 \text{ Mpa}$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

### 1.7.1.4. Coefficient de poisson:

$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L)$ .

Avec:

$(\Delta d/d)$ : déformation relative transversale.

$(\Delta L/L)$ : déformation relative longitudinale.

Il est pris égal à 0,2 pour E.L.S (béton non fissuré)

à 0 pour E.L.U (béton fissuré)

### 1.7.2. Les Aciers :

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de:

-Nuance pour 0.15 à 0.25% de carbone.

-Nuance mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants:

- Acier naturel (feE 215, feE 235)

- Acier à haute adhérence (fe E 400, fe E 500)

-Treillis soudés de maille (150 x 150) mm<sup>2</sup> avec  $\varnothing = 3,5 \text{ mm}$  (T.S.L fe E500)

- le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à:  $E_s = 200\,000 \text{ Mpa}$

#### 1.7.2.1. Diagramme déformation- contrainte de calcul :

$\sigma_s = f(\varepsilon\%)$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes:

$\gamma_s = 1.15$  cas général.

$\gamma_s = 1.00$  cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers Fe E400.

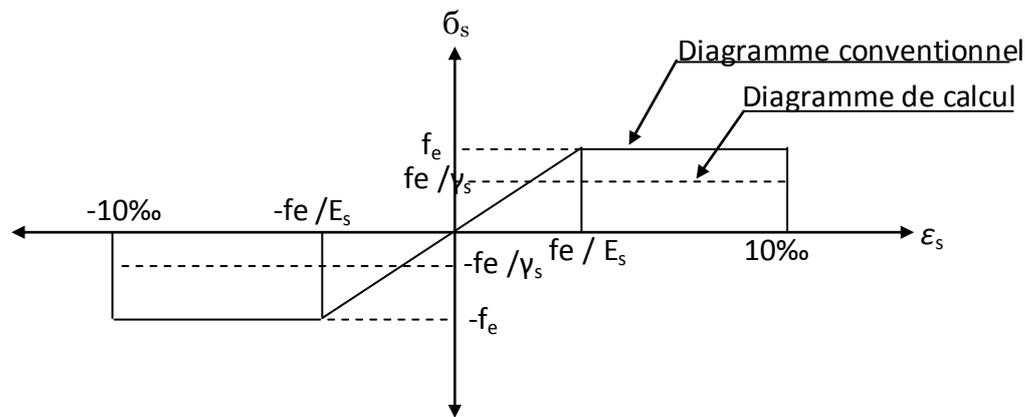


Figure 1.4. Diagramme de déformations – contraintes.

### 1.7.2.2. Contraintes limites de traction des armatures:

Fissuration peu préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$  pas de limitation

Fissuration préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} )$  Mpa.

Fissuration très préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} )$  Mpa.

$\eta$ : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pours ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6\text{mm} \end{array} \right.$$

### 1.7.2.3. Hypothèses de calcul:

- les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance du béton à la traction est négligée.
- la raccourcissement du béton est limite à:
  - $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$  en flexion composé.
  - $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$  en compression simple.
- l'allongement de l'acier est limite à :  $\epsilon_{bc} = 10\text{‰}$
- les diagrammes déformations contraintes sont définis pour:
  - Le béton en compression.
  - L'acier en traction et en compression.

## 2.1. Descentes des charges :

### 2.1.1. Détermination de l'épaisseur du plancher :

Pour la détermination de l'épaisseur du plancher en utilise la condition de flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec L : la portée max d'une poutrelle,  $L_{max} = 4,70m$

$$h_t \geq \frac{470}{22,5} \Rightarrow h_t = 20,8cm$$

On prend  $h_t = 21cm$

On adopte un plancher a corps creux de hauteur  $h_t = 21cm$  soit un plancher (16+5) cm dans 20cm seras pour le corps creux et les 5cm représentera la dalle de compression.

### 2.1.2. Descente des charges :

#### 2.1.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau.2.1.Descente de charge terrasse inaccessible

	$\rho$	$e$	$G$
Protection gravillon	20	0,04	0,8
Etanchéité multicouche	/	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,0815	1,793
Isolation corps creux	2,5	0,04	0,1
Dalle en corps creux (16+4)	13,60	0,20	2,80
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2

$G=$	5,81(KN/m <sup>2</sup> )
$Q=$	1(KN/m <sup>2</sup> )

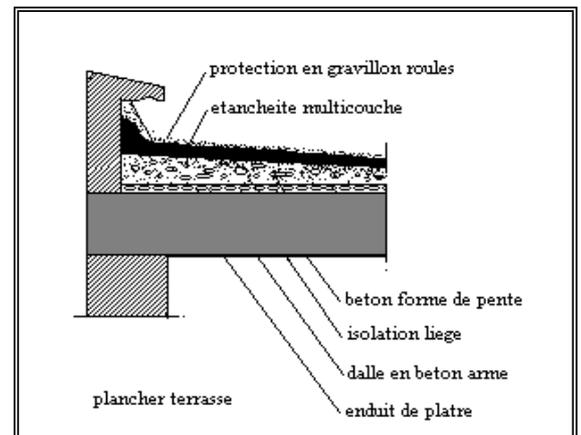


Figure.2.1. plancher

#### 1.1.2.2. Plancher courant :

Tableau.2.2.Descente de charge planché

	$\rho$	$e$	$G$
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de ciment	20	0,02	0,40
Lit de sable	20	0,02	0,35
Dalle en corps creux	13,60	0,20	2,80
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
Cloison intérieure	/	0,01	0,90

$G=$	5,05(KN/m <sup>2</sup> )
$Q$ étage courant=	1,50(KN/m <sup>2</sup> )

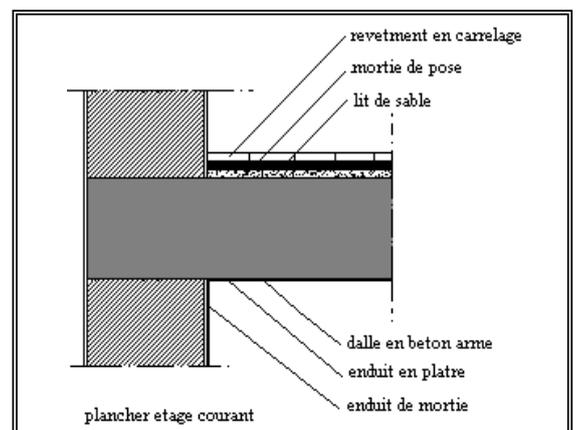


Fig.2.2. plancher type courant

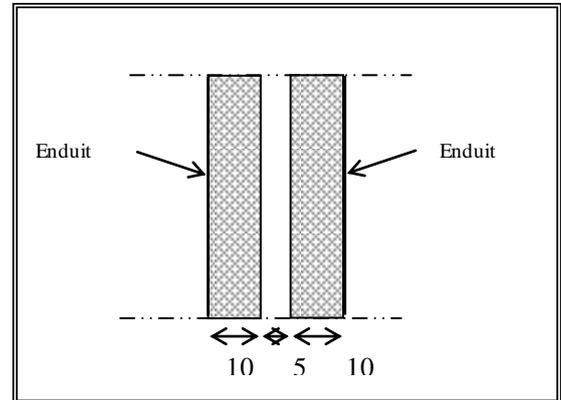
Q=	5(KN/m <sup>2</sup> )
Q étage courant=	2,50(KN/m <sup>2</sup> )

### a. Murs extérieurs :

**Tableau.2.3.**Descente de charge des murs extérieurs

	$\rho$	e	G
Enduit extérieur	0,04	0,02	0,008
Brique creuse	1,35	0,15	0,2025
Brique creuse	0,90	0,10	0,90
Enduit intérieur	0,40	0,01	0,008

G=	3,50(KN/m <sup>2</sup> )
G(30%)d'ouverture=	1,05(KN/m <sup>2</sup> )



### b. Murs intérieurs commerciaux

**Tableau.2.4.**Descente de charge murs intérieurs

	$\rho$	e	G
Enduit extérieur	0,04	0,02	0,18
Brique creuse	1,35	0,15	1,35
Enduit intérieur	0,40	0,02	0,18

G=	1,71(KN/m <sup>2</sup> )
----	--------------------------

### c. Murs intérieurs chambres :

**Tableau.2.5.**Descente de charge des murs chambres

	$\rho$	e	G
Enduit extérieur	0,04	0,02	0,18
Brique creuse	1,35	0,10	0,90
Enduit intérieur	0,40	0,02	0,18

G=	1,26(KN/m <sup>2</sup> )
----	--------------------------

## 1.1.2.3. Charges et surcharges des escaliers :

### a. Paliers :

**Tableau.2.6.**Descente de charge du palier des escaliers

	<b><math>\rho</math></b>	<b><math>e</math></b>	<b><math>G</math></b>
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	17	0,02	0,34
Poids propre du palier	25	0,15	3,75
Enduit ciment	10	0,015	0,15

<b><math>G =</math></b>	5 ,08(KN/m <sup>2</sup> )
<b><math>Q =</math></b>	2,50 (KN/m <sup>2</sup> )

**b. Volée d'escalier :****Tableau.2.7.**Descente de charge de la volée d'escalier

	<b><math>\rho</math></b>	<b><math>e</math></b>	<b><math>G</math></b>
Carrelage horizontal	22	0,02	0,44
Mortier de ciment horizontal	20	0,02	0,40
Lit de sable	17	0,02	0,34
Carrelage vertical	22	0,02	0,25
Mortier en ciment vertical	20	0,02	0,23
Poids propre de la paillasse	25	0,15	4,21
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,10
Enduit en plâtres	10	0,015	0,18

<b><math>G =</math></b>	8,02(KN/m <sup>2</sup> )
<b><math>Q =</math></b>	2,50 (KN/m <sup>2</sup> )

**1.1.2.4. Dalle pleine :****a. Balcon étages courant :**

Tableau.2.8.Descente de charge des balcons

	$\rho$	E	G
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine (15cm)	25	0,15	3,75
Enduit ciment	20	0,02	0,40

G=	5,35(KN/m <sup>2</sup> )
Q=	3,50(KN/m <sup>2</sup> )

### 1.1.2.5. Acrotère :

Surface de l'acrotère :

$$S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = 0.0675 \times 251,6875 \text{ KN/ml.}$$

- La charge horizontale

Selon RPA99 modifiée 2003 :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

$$W_p = 1,6875 \text{ KN/m}$$

$$C_p = 0,8 \text{ KN (Facteurs de force horizontale)}$$

$$A = 0,1 \text{ (coefficient d'accélération)}$$

Donc :

$$F_p = 4 * 0,1 * 0,8 * 1,6875$$

$$F_p = 0,54 \text{ KN / m}$$

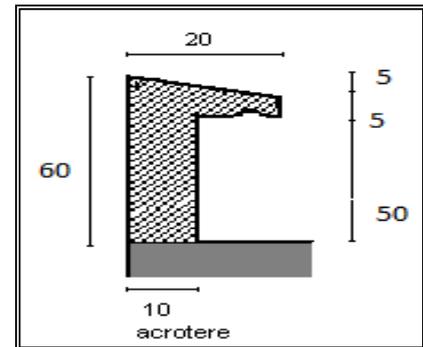


Figure 2.4. schéma acrotère

G =	1,6875	(KN/mL)
Q =	0,45	(KN/mL)

## 2.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

### 2.2.1. Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA99 suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.}$
  - $h \geq 30 \text{ cm.}$
  - $h / b \leq 4.0$
  - $b_{\max} = 1.5 h + b_1$
- } Condition de flèche
- } Condition de RPA

**2.2.1.1. Poutres principales :**

$$L_{\text{Max}}/15 \leq h \leq L_{\text{Max}}/10 \Rightarrow 550/15 \leq h \leq 550/10$$

$$\Rightarrow 36.66 \leq h \leq 55$$

On prendre :  $h = 45 \text{ cm}$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Avec :

$L_{\text{Max}}$  : longueur maximale de la poutre principale

$h$  : hauteur de la poutre principale

Vérification de la condition du RPA 99 / version 2003

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{➤ } h \geq 20 \text{ cm avec } h = 45 \text{ cm} & \text{C.V} \\ \text{➤ } b \geq 20 \text{ cm avec } b = 30 \text{ cm} & \text{C.V} \\ \text{➤ } h/b \leq 4 \text{ cm avec } h/b = 1,5 \text{ cm} & \text{C.V} \end{array} \right.$$

Donc : la section de la poutre principale est de démentions  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

**2.2.1.2. Poutres secondaires :**

$$L_{\text{Max}} = 3,30 \text{ m}$$

Critère de rigidité :

Les poutres secondaires seront soumises à leur poids propre

$$L_{\text{Max}} / 15 \leq h \leq L_{\text{Max}} / 10 \Rightarrow 550/15 \leq h \leq 550 / 10$$

$$\Rightarrow 36,66 \leq h \leq 55$$

Donc : on prendre  $h = 35 \text{ cm}$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions du RPA 99 versions 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{➤ } h \geq 20 \text{ cm avec } h = 35 \text{ cm} & \text{..... C.V} \\ \text{➤ } b \geq 20 \text{ cm avec } b = 30 \text{ cm} & \text{..... C.V} \\ \text{➤ } h/b \leq 4 \text{ cm avec } h/b = 1,16 \text{ cm} & \text{..... C.V} \end{array} \right.$$

**2.2.2. Pré-dimensionnement du poteau le plus sollicité :**

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré, les règles BAEL 91 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après BAEL : l'effort normal ultime  $N_u$  agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha ((B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s)).$$

Et d'après les règles BAEL91 ; elle préconise de prendre la section réduite  $B_r$ :

$$B_r \geq \beta N_u / ((f_{bc} / 0.9) + 0.85(f_e / \gamma_s)) (A / B_r)$$

Tel que :

$B_r$  : Section réduite du poteau (en  $\text{cm}^2$ ).

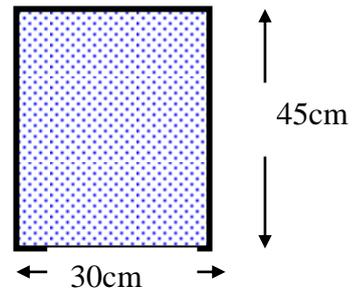


Figure 2.5. schéma poutre

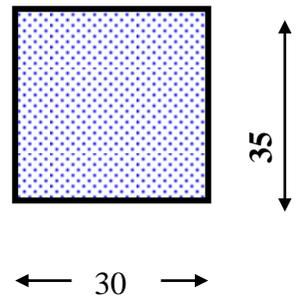


Figure 2.6. schéma poutre secondaire

$A$  : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$f_{c28}$  : Résistance à la compression de béton = 25MPa.

$f_{bc}$  :  $0.85 (f_{c28}/\gamma_b) = 14.16$  MPa.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

$\gamma_b$  : 1,5.

$\gamma_s$  : 1,15.

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

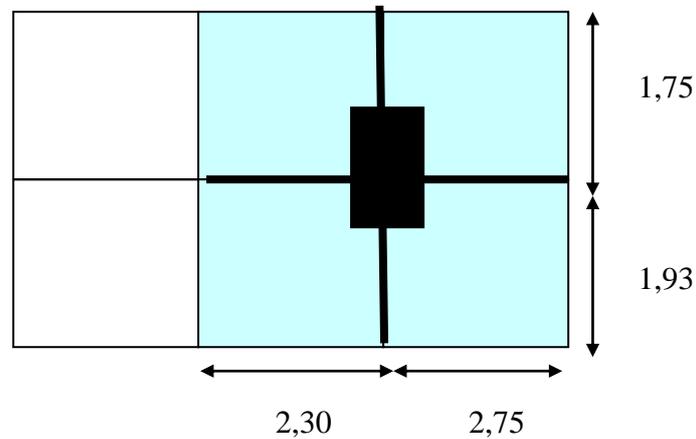


Figure2.7.section du poteau le plus sollicité

Surface  $S$  égale :  $S = 18,685 \text{ m}^2$ .

Avec :  $S$  : surface supporté par le poteau le plus défavorable.

On suppose une charge moyenne de :  $Q = 1 \text{ t/m}^2$

$N_u = Q \cdot S \cdot n$

-  $Q$  : Charge moyenne répartie de  $1 \text{ t/m}^2$ .

-  $n$  : nombre d'étage (plancher).

➤ **Poteaux de sous sol ( $n = 10$ ) :**

$N_u = 1 \times 18,685 \times 10 = 1,868 \text{ mn}$

$N_u = 3,75 \text{ MN}$ .

Soit :  $\alpha = \frac{L_f 2\sqrt{3}}{\lambda}$  avec :  $\lambda = 35$

$$\alpha = \frac{0,7 \times 3,06 \times 2\sqrt{3}}{35} = 0,212 \text{ m} \Rightarrow \alpha = 21,20 \text{ cm}$$

➤ **Section réduite ( $B_r$ )**

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\left[ \frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s} \right]}$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \Rightarrow \beta = 1,2$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Pourcentage **minimal** des armatures est de 0,7% en zone Ia, on peut prendre:

**As/ Br = 1%**

$$\begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{1,2 \times 1,8685}{\left[ \frac{14,17}{0,9} + 0,85 \frac{1}{100} \frac{400}{1,15} \right]} = 0,241 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) > 0,1198 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow a = b \geq 0,3666, \text{ on prend : } \mathbf{a=b=40 \text{ cm}}$$

➤ **Calcul de section suivant RPA 99 :**

$$\frac{N_u}{B f_{c28}} \leq 0,3 \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{0,3 \times f_{c28}} \quad \text{Avec : } B : \text{ section de poteau}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{1,8685}{0,3 \times 25}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,2491 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow a = b > 0,499 \text{ m}$$

Soit ; un poteau sous sol de **(55 x 55) cm<sup>2</sup>**

### 2.2.2.2. Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

- ✓  $\min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow$  **Vérifiée .**
- ✓  $\min(a, b) \geq h_e / 20 = 408 / 20 = 20,40 \text{ cm} \Rightarrow$  **Vérifiée.**
- ✓  $1/4 < a/b < 4 \Rightarrow 1/4 < 1 < 4 \Rightarrow$  **Vérifiée.**

### 2.2.2.3. Vérification du poteau au flambement

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 9ème étage parce qu'il a la plus faible section.

- ✓ Calcul de moment d'inertie :

$$\mathbf{I_x = I_y = ab^3 / 12 = 30^4 / 12 = 67500 \text{ cm}^4}$$

- ✓ Rayon de giration  $i_x, i_y :$

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / ab} = \sqrt{67500 / 900} = 8,661 \text{ cm}$$

- ✓ Elancements mécanique  $\lambda(x, y)$
- ✓ **Lf = K × Ho**

Avec :

- Lf : longueur de flambement.
- Ho = 3,05 m (La hauteur sur le plafond).
- K = 0,7 ; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0.7 \times 3.06 / 8,661 \times 10^{-2} = 24,73$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 24,73 < 70 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

### 2.2.3. Récapitulation de pré dimensionnement :

**Tableau. 2.8.** Tableau récapitulatif du pré dimensionnement

Niveau	G	Nu	poteaux	Poutres secondaires	Poutres principale
Niveau1	1	1,868	(55.55)	(30.35)	(30.45)
Niveau2	1	1,868	(55.55)	(30.35)	(30.45)
Niveau3	1	1,494	(50.50)	(30.35)	(30.45)
Niveau4	1	1,494	(50.50)	(30.35)	(30.45)
Niveau5	1	1,121	(45.45)	(30.35)	(30.45)
Niveau6	1	1,121	(45.45)	(30.35)	(30.45)
Niveau7	1	0,747	(40.40)	(30.35)	(30.45)
Niveau8	1	0,747	(35.35)	(30.35)	(30.45)
Niveau9	1	0,373	(35.35)	(30.35)	(30.45)

### 2.2.4. Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. On a deux types des voiles :

#### -Voile de contreventement :

##### Zone de Tlemcen

- nombre d'étages > 4

-la hauteur >12 m

#### - Voile de soutènement :

Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité

Le R.P.A 99(version 2003) considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right.$$

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (a min =15 cm)

he : hauteur libre d'étage (2,85)

$a \geq 2,85/20 = 0,142 \text{ m}$

**Tableau.2.9.**Dimension des voiles

Niveau	épaisseur
Sous sol	20
RDC+les Etage courant	15

### 3. Etude des éléments secondaires :

#### 3.1. Etude du plancher :

##### 3.1.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

Les plancher a corps creux utilisées sont composé de trois élément principaux

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

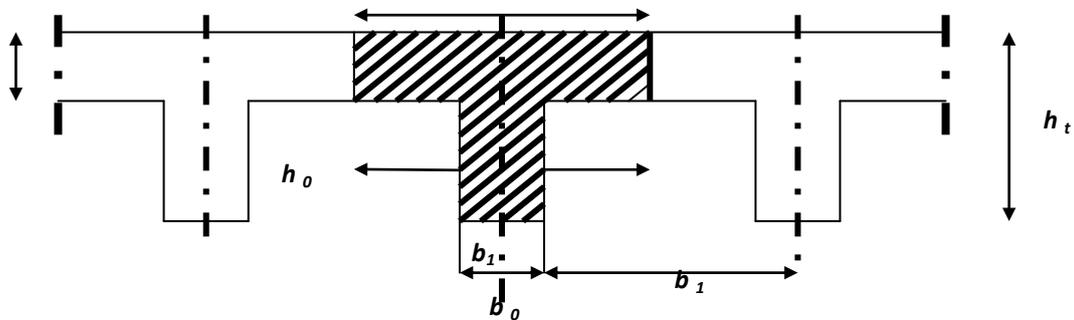


Figure 3.1.1 : planché corps creux

Le plancher qu'on va étudier est composé de :

- Corps creux 16cm
- dalle de compression de 5 cm d'épaisseur

Les poutrelles (solives) travaillant comme une section T

Pour notre ouvrage on distingue plusieurs types des poutrelles qui reçoivent les différentes charges elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

##### 3.1.2. Tableau de combinaison des charges :

Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	B(m)	ELU(KN/ml)	ELS(KN/ml)
Terrasse	5,81	1	0,6	5,606	4,086
Etage courant	5,05	1,5	0,6	5,44	3,93
Sous sols	5,05	2,5	0,6	6,34	4,53
1 <sup>er</sup> étage	5,05	2,5	0,6	6,34	4,53
R.D.C	5,05	5	0,6	8,59	6,06
Balcons	5,35	3,5	0,6	7,48	5,31

Tableau 3.1.1: Tableau récapitulatif de la descente des charges du plancher

### a. Calcul de la largeur b des poutrelles

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow b_1 = 26.5\text{cm}$$

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

$$b = 65\text{cm}, \quad b_0 = 12\text{cm}, \quad h_0 = 5\text{ cm}, \quad h_t = 21\text{cm}$$

### 3.1.3. Détermination des moments fléchissant et efforts tranchants :

On va déterminer les efforts internes pour le type 1 des poutrelles, on utilisant la méthode des trois moments et le reste va être calculé par le logiciel SAP2000.

#### Etage R.D.C :

❖ poutre type I :

#### a. ELU

La hauteur des poutrelles sont les même que celle du plancher

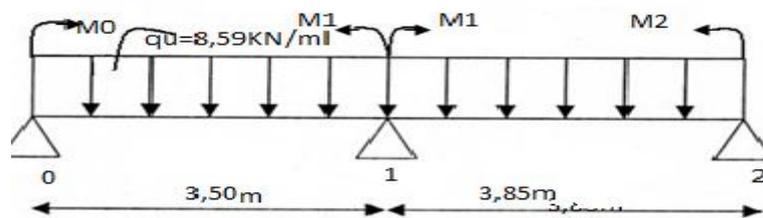


Figure 3.1.2. Schéma statique type 1 a ELU

L'équation des trois moments s'écrit :

$$3,5M_0 + 2 \times (3,5 + 3,85) \times M_1 + 3,85 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

Supposant  $M_0 = M_2 = 0$  KN.m

$$\text{Appui (1)} \Rightarrow 4,70M_0 + 2 \times (4,7 + 3,85) \times M_1 + 3,85 \times M_2 + 6 A_1 = 0 \dots\dots\dots(1).$$

$$\Rightarrow 14,7M_1 + 6A_1 = 0$$

Calcul de  $A_1$ ,  $M_1$ :

Travée 0 – 1 :

$$\sum MF / 0 = 0 \Rightarrow -R_{1g} \times (3,50) + 2/3 \times 3,50 [8,59 \times (3,5)^2 / 8] \times 3,5/2 = 0.$$

$$\Rightarrow R_{1g} = 15,34 \text{ K N.}$$

Travée 1 – 2 :

$$\sum MF / 2 = 0 \Rightarrow -R_{1d} \times (3,85) - 2/3 \times 3,85 [8,59 \times (3,85)^2 / 8] \times 3,85/2 = 0.$$

$$\Rightarrow R_{1d} = 20,43 \text{ KN.}$$

$$A_1 = R_{1d} + R_{1g} \Rightarrow A_1 = 15,34 + 20,43 \Rightarrow A_1 = 35,77 \text{ KN.}$$

$$M_1 = 14,7 \text{ M}_1 + 6 \text{ A}_1 = -6 \cdot 35,77/14,7$$

$$M_1 = -14,6 \text{ KN.m}$$

a. Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant entravée :

Travée 0 – 1 :

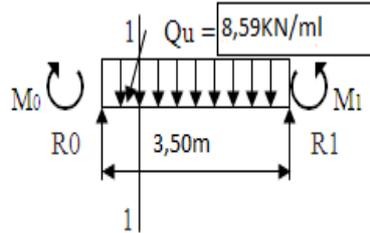


Figure 3.1.3. schéma statique travée ELU

$$\sum MF / 0 = 0 \Rightarrow R_0 \times 3,50 - [8,59 \times (3,50) / 2 - M_1] = 0$$

$$\Rightarrow R_0 = 10,86 \text{ KN.}$$

Section 1 -1 :  $0 \text{ m} \leq x \leq 3,50 \text{ m}$ .

$$M(x) = R_0 \times x - qu \times (x^2/2) = 10,86 x - 8,59 (x^2/2)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kg. m} \\ M(3,50) = -14,60 \text{ KN .m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 0 \Rightarrow 10,86 - 8,59x \Rightarrow x = 1,26$$

$$M_{(1,26)} = 6,86 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 10,86 - 8,59 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 10,86 \text{ kN} \\ T(3,50) = -19,21 \text{ kN} \end{cases}$$

Travée 1 – 2 :

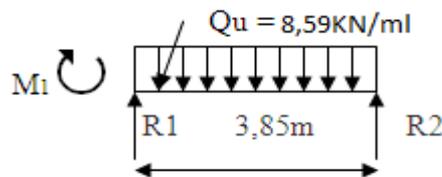


Figure. 3.1.4. Schéma statique travée 1-2 à ELU

$$\sum MF / 0 = 0 \Rightarrow -R_1(3,85) + 8,59(3,85)^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$\Rightarrow R_1 = 12,74 \text{ KN.}$$

Section 2 -2 :  $0 \text{ m} \leq x \leq 3,85 \text{ m}$ :

$$M(x) = R_1 \times x - qu (x^2/2) = 12,74 x - 8,59(x^2/2)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kg. m} \\ M(3,85) = -14,60 \text{ KN .m} \end{cases}$$

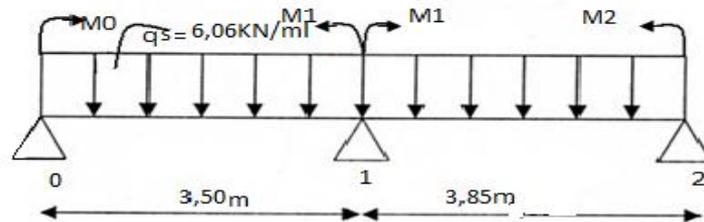
$$M'(x) = 0 \Rightarrow 12,74 - 8,59 x = 0 \Rightarrow x = 1,48 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = 9,44 \text{ KN.m.}$$

$$T(x) = 12,74 - 8,59 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 12,74 \text{ kN} \\ T(3.85) = -20,33 \text{ kN} \end{cases}$$

**b. ELS:**



**Figure 3.1.5.**schéma statique type I à ELS

L'équation des trois moments s'écrit :

$$3,5M_0 + 2 \times (3,5 + 3,85) \times M_1 + 3,85 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

Supposant  $M_0 = M_2 = 0 \text{ kN.m}$

$$\text{Appui (1)} \Rightarrow 4,70M_0 + 2 \times (4,7 + 3,85) \times M_1 + 3,85 \times M_2 + 6 A_1 = 0 \dots\dots\dots(1).$$

$$\Rightarrow 14,7M_1 + 6A_1 = 0$$

Calcul de  $A_1, M_1$ :

Travée 0 – 1 :

$$\sum MF / 0 = 0 \Rightarrow -R_1g \times (3,50) + 2/3 \times 3,50[6,06 \times (3,5)^2 / 8] \times 3,5/2 = 0.$$

$$\Rightarrow R_1g = 10,82 \text{ K N.}$$

Travée 1 – 2 :

$$\sum MF / 2 = 0 \Rightarrow -R_1d \times (3,85) - 2/3 \times 3,85[6,06 \times (3,85)^2 / 8] \times 3,85/2 = 0.$$

$$\Rightarrow R_1d = 14,40 \text{ KN.}$$

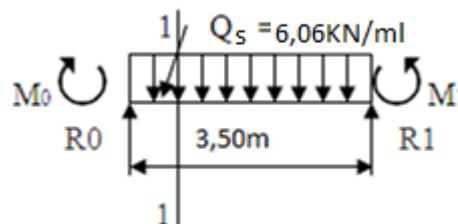
$$A_1 = R_1d + R_1g \Rightarrow A_1 = 10,82 + 14,40 \Rightarrow A_1 = 25,22 \text{ KN.}$$

$$M_1 = 14,7 M_1 + 6 A_1 = -6 \times 25,22 / 14,7$$

$$M_1 = -10,29 \text{ KN.m}$$

**b. Calcul de l'effort tranchant est moment fléchissant entravée :**

Travée 0 – 1 :



**Figure 3.1.6.**schéma statique travée 1-2 à ELU

$$\sum MF / 0 = 0 \Rightarrow R_0 \times 3,50 - [6,06 \times (3,50)^2 / 2 - M_1] = 0$$

$$\Rightarrow R_0 = 7,67 \text{ KN.}$$

Section 1 -1 :  $0\text{m} \leq x \leq 3,50\text{m}$ .

$$M(x) = R_0 \times x - qu \times (x^2/2) = 7,67 x - 6,06 (x^2/2)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kg. m} \\ M(3.50) = -10,27 \text{ KN .m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 0 \Rightarrow 7,67 - 6,06x \Rightarrow x = 1,26$$

$$M_{(1,26)} = 4,85 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 7,67 - 6,06 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 7,67 \text{ kN} \\ T(3.50) = -13,54 \text{ kN} \end{cases}$$

Travée 1 - 2 :

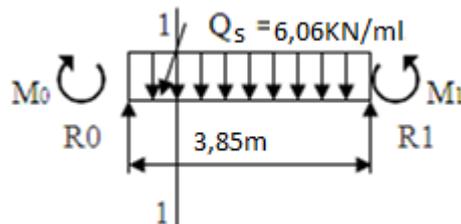


Figure 3.1.7. statique travée 1-2 à ELU

$$\sum MF / 0 = 0 \Rightarrow -R_1(3,85) + 6,06(3,85)^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$\Rightarrow R_1 = 8,99 \text{ KN.}$$

Section 2 -2 :  $0 \text{ m} \leq x \leq 3,85 \text{ m}$ :

$$M(x) = R_1 \times x - qu (x^2/2) = 8,99 x - 6,06 (x^2 / 2)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kg. m} \\ M(3.85) = -10,65 \text{ KN .m} \end{cases}$$

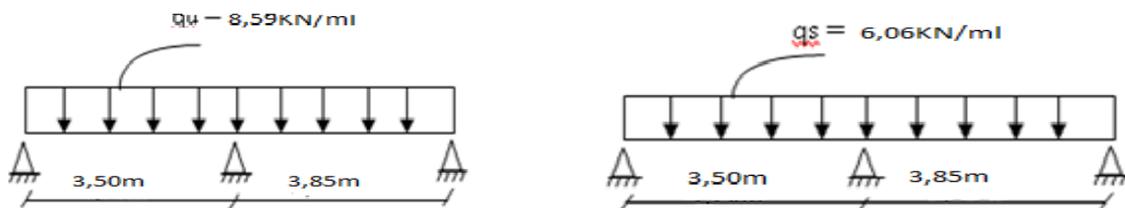
$$M'(x) = 0 \Rightarrow 8,99 - 6,06 x = 0 \Rightarrow x = 1,48 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = 6,66 \text{ KN.m.}$$

$$T(x) = 8,99 - 6,06 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 8,99 \text{ kN} \\ T(3.85) = -14,34 \text{ kN} \end{cases}$$

### c. Diagrammes Des moments et des efforts tranchants



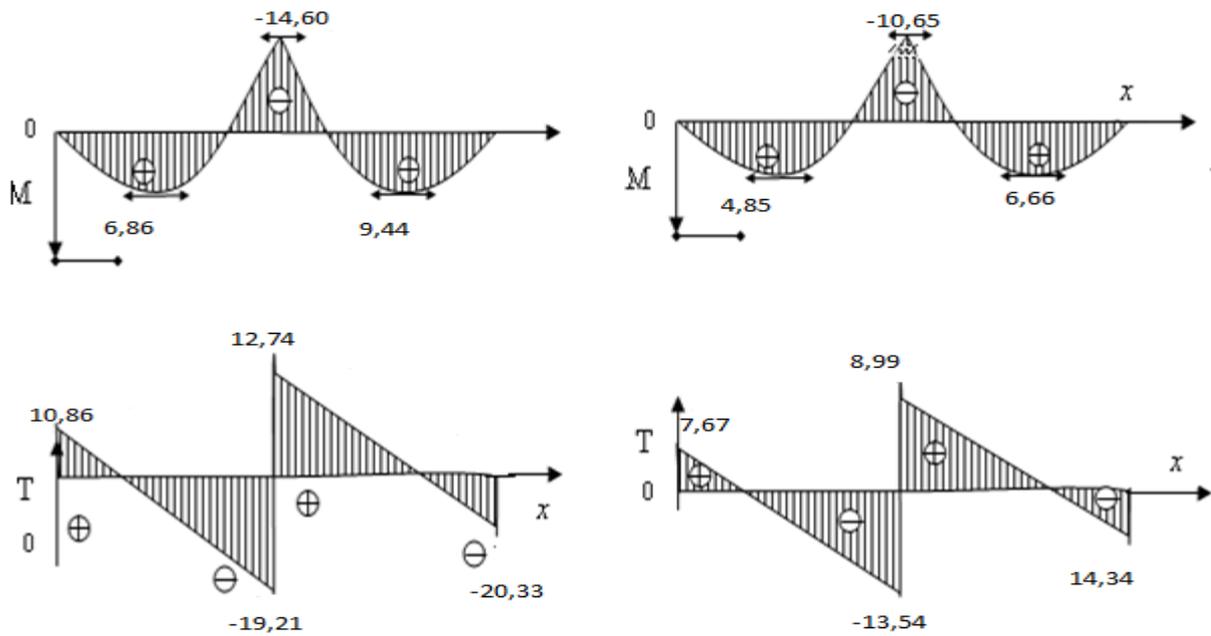


Figure 3.1.8. Les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type 01 »

d. Tableaux des efforts tranchant et moments fléchissant :

TYPE2	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
RDC ELU	AB	3,85	11,02	0	-10,41	-18,83	19,24
	BC	3,50	/	-10,41	-17,56	-12,99	17,08
	CD	5,50	14,65	-17,56	-17,56	-23,62	23,62
	DE	3,50	/	-17,56	-10,41	-17,08	12,99
	EF	3,85	11,02	-10,41	0	-19,24	18,83
TYPE2	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
RDC ELS	AB	3,85	7,73	0	-7,31	-9,71	13,51
	BC	3,50	/	-7,31	-12,33	-9,12	11,99
	CD	5,50	10,28	-12,33	-12,33	-16,58	16,58
	DE	3,50	/	-12,33	-7,31	-11,99	9,12
	EF	3,85	7,73	-7,31	0	-13,51	9,71

Tbleau3.1.2. Tableau des moments et effort tranchants type2

TYPE3	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
RDC ELU	AB	3,85	9,77	0	-13,74	-2,97	20,11
	BC	3,50	5,43	-13,74	0	-17,02	9,17
TYPE3	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
RDC ELS	AB	3,85	6,84	0	-9,69	-9,09	14,12
	BC	3,50	3,87	-9,69	0	-12,06	6,52

**Tableau3.1.3.** Tableau des moments et effort tranchants type3

TYPE4	Travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
1 <sup>ER</sup> étage	AB	3,85	8,12	0	-7,19	-10,34	14,07
	BC	3,50	/	-7,19	-15,06	-8,85	13,34
	CD	5,50	13,01	-15,06	-15,06	-20,58	20,58
	DE	3,50	/	-15,06	-7,19	-13,34	8,85
	EF	3,85	8,12	-7,19	0	-14,07	10,34
TYPE4	Travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
1 <sup>ER</sup> étage	AB	3,85	5,94	0	-5,16	-7,38	10,06
	BC	3,50	/	-5,16	-10,69	-6,35	9,51
	CD	5,50	9,22	-10,69	-10,69	-14,60	14,60
	DE	3,50	/	-10,69	-5,16	-9,51	6,35
	EF	3,85	5,94	-5,16	0	-10,06	7,38

**Tableau3.1.4.** Tableau des moments et effort tranchants type4

TYPE5	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
1 <sup>ER</sup> étage	AB	3,85	6,68	0	-11,57	-9,20	15,21
	BC	3,50	6,27	-11,57	0	-16,40	9,79
TYPE5	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
1 <sup>ER</sup> étage	AB	3,85	4,88	0	-8,24	-6,58	10,86
	BC	3,50	4,44	-8,24	0	-11,65	6,94

TYPE6	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
Etage courant ELU	AB	3,85	6,98	0	-6,60	-8,76	12,19
	BC	3,50	/	-6,60	-11,20	-8,23	10,81
	CD	5,50	9,98	-11,20	-11,20	-14,96	14,96
	DE	3,50	/	-11,20	-6,60	-10,81	8,23
	EF	3,85	9,18	-6,60	0	-12,19	8,76
TYPE6	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
Etage courant ELS	AB	3,85	5,04	0	-4,67	-6,33	8,80
	BC	3,50	/	-4,67	-8,03	-5,94	7,81
	CD	5,50	6,70	-8,03	-8,03	-10,81	10,81
	DE	3,50	/	-8,03	-4,67	-13,34	8,80
	EF	3,85	5,04	-4,67	0	-5,94	7,81

**Tableau3.1.6.** Tableau des moments et effort tranchants type6

TYPE7	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
Etage courant ELU	AB	3,85	4,21	0	-9,21	-6,89	12,15
	BC	3,50	6,01	-9,21	0	-12,87	8,08
TYPE7	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
Etage courant ELS	AB	3,85	3,04	0	-6,65	-4,88	8,88
	BC	3,50	4,33	-6,65	0	-9,29	5,85

**Tableau3.1.7.** Tableau des moments et effort tranchants type7

TYPE8	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
Etage 8-9 ELU	AB	3,85	8,82	0	-7,93	-11,01	15,13
	BC	3,50	/	-7,93	-15,15	-9,82	13,95
	CD	5,50	12,91	-15,15	-15,15	-20,58	20,58
	DE	3,50	/	-15,15	-7,93	-13,95	9,82
	EF	3,85	8,82	-7,93	0	-15,13	11,01

TYPE8	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
Etage 8-9 ELS	AB	3,85	6,27	0	-5,65	-7,83	10,77
	BC	3,50	/	-5,65	-10,76	-6,99	9,91
	CD	5,50	9,16	-10,76	-10,76	-14,60	14,60
	DE	3,50	/	-10,76	-10,76	-9,91	6,99
	EF	3,85	6,27	-10,76	0	-10,77	7,83

**Tableau3.1.8.** Tableau des moments et effort tranchants type8

TYPE9	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
Etage 2-4 ELU	AB	3,85	6,64	0	-10,70	-10,04	16,15
	BC	3,50	7,44	-10,70	0	-13,25	7,69
TYPE9	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
Etage2-4 ELS	AB	3,85	4,68	0	-7,66	-7,10	11,48
	BC	3,50	3,96	-7,66	0	-9,55	5,58

**Tableau3.1.9.** Tableau des moments et effort tranchants type9

TYPE10	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
TERRASSE ELU	AB	3,85	7,49	0	-5,99	-9,24	12,35
	BC	3,50	/	-5,99	-14,90	-7,26	12,36
	CD	5,50	13,16	-14,90	-14,90	-20,58	20,58
	DE	3,50	/	-14,10	-5,99	-12,36	7,26
	EF	3,85	7,49	-5,99	0	-12,35	9,24
TYPE10	travées	L(m)	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)		Tu(kn)	
TERRASSE ELS	AB	3,85	5,44	0	-4,41	-6,72	9,02
	BC	3,50	/	-4,41	-10,60	-5,39	8,91
	CD	5,50	9,32	-10,60	-10,60	-14,60	14,60
	DE	3,50	/	-10,60	-4,41	-8,91	5,39
	EF	3,85	5,44	-4,41	0	-9,02	6,72

**3.1.4. Détermination du ferrailage à L'ELU :**

$$b_0 = 12 \text{ cm} \quad ; \quad h_t = 21 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} \quad ; \quad b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

**a) En travée :**

$$M_u \text{ max} = 9,44 \text{ KN.m} = 0,00944 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times F_{bc} (d - (h_0/2))$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 (0,9 \times 0,21 - 0,05/2)$$

$$M_t = 0,075 \text{ MN.m}$$

$$M_u \text{ max} = 0,00944 < M_t = 0,075 \text{ MN.m}$$

Donc ; la table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table

On considère notre section (section on T) comme une section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b) dans le calcul des armatures :

$$\mu_u = \frac{M_u \text{ max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = 0,00944 / 0,65 \times (0,9 \times 0,21)^2 \times 14,17$$

$$\mu_u = 0,028 < \mu_R = 0,392 \text{ donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

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

$$\alpha = 0,036$$

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

$$Z = 0,186 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u \text{ max}}{Z \times \sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} = 0,00944 / 0,186 \times 348$$

$$A_{st} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc ; on prend ; } A_{st} = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 1T14 = 1,54 \text{ cm}^2$$

**b) En appuis :**

Le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ( $b_0 * h$ )

$$M_u \text{ max} = 14,60 \text{ KN.m} = 0,01460 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u \text{ max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = 0,01460 / 0,65 \times (0,189)^2 \times 14,17$$

$$\mu_u = 0,044 > \mu_R = 0,392 \text{ donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$\alpha = 0,057$$

$$Z = 0,184 \text{ m}$$

$$A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc ; on prend ; } A_{st} = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,48$$

$$A_{st} \geq 1,48$$

C. V

### 3.1.4.1. Vérification à l'ELS :

- En travée

$$M_s \max = 6,66 \text{ KN.m} = 0,00666 \text{ MN.m}$$

• Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + nA_{st}(d-x) = 0$$

$$32,5x^2 + 35,4x + 669,06 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 297,03 \Rightarrow x = 4,03 \text{ m} < 5 \text{ m} \Rightarrow \text{l'axe neutre tombe dans la table de compression.}$$

• Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = 9241,28 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

• Calcul des contraintes :

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,66 \times 10^{-5} \times 4,03}{9241,28 \times 10^{-8}} = 2,90 \text{ Mpa}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s (d-x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{6,66 \times 10^{-3} (0,189 - 0,0403)}{9241,28 \times 10^{-8}} = 160,74 \text{ Mpa}$$

• Calcul des contraintes admissibles :

Béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Acier

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,66, 201,63) \quad \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

### Vérification

$$\sigma_{bc} = 2,90 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

C. V

$$\sigma_{st} = 160,74 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

### 3.1.4.2. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T \max}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = 20,33 \times 10^{-3} / 0,12 \times (0,189)$$

$$\tau_u = 0,89 \text{ Mpa}$$

$$\tau'u = \min (0,2 ft28 / \gamma b ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa} \text{ (fissuration non préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,89 \text{ Mpa} < \tau'u = 3,33 \text{ Mpa}$$

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\dot{\phi}_t \leq \min (\dot{\phi}_l \min ; h/35 ; b_0/10) = \min (1,2 ; 21/35 ; 12/10)$$

$$\Rightarrow \dot{\phi}_t \leq \dot{\phi} 6 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \dot{\phi}_t = \dot{\phi} 6 \text{ cm} = 0,28 \text{ cm}^2$$

Calcul l'espace :

D'après le R.P.A99 on prend :

Zone nodale :

$$St \leq \min (h/4 ; 12\dot{\phi}_l \min ; 30 \text{ cm}) = \min (5,25 ; 14,4 ; 30)$$

$$\Rightarrow St = 5 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$St \leq h/2 = 10,5$$

$$\Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité:**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left( \frac{T_U}{2} ; 0,4 \text{ MPA} \right)$$

$$0,94 > 0,475$$

**C.V**

- **Vérification au glissement :**

$$\text{En appui : } V_u - \frac{M_u}{0,9d} \leq 0 \quad \{ \text{BAEL91 page 83; A6.1; 3} \}$$

$$\text{avec } M_u = 15,37 \text{ KN.m et } V_u = 21,38 \text{ KN}$$

$$-68,97 < 0$$

**C.V**

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux appuis

- **Calculer de l'encrage :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{T}_s} \quad \text{avec } \bar{T}_s = 0,6(\psi)^2 ftj \quad (\psi = 1,5 \text{ acier H A})$$

$$\bar{T}_s = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm} = 423 \text{ mm}$$

On adopte un crochet à 90°  $\longrightarrow \alpha = 1,87, \beta = 2.19$

$R = 5.5\phi$  (acier HA)  $\Rightarrow R = 5.5 \times 1.2 = 6.6 \text{ cm} = 66 \text{ mm}$

$$L = l_2 + r \frac{\phi}{2}$$

$$L_2 = l_s - \alpha \times l_1 - \beta \times r \text{ avec } l_s = \frac{\phi f_e}{4 T_s}$$

$$L_1 = 10\phi = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm} \quad \{\text{Règl CBA}\}$$

$$L_2 = 423 - (1.87 \times 120) - (2.19 \times 66)$$

armatures

$$\Rightarrow l_2 = 54.06 \text{ mm}$$

$$L > L_2 r + \frac{\phi}{2} = 5,41 \times 6,6 + \frac{1,2}{2} > 12,26 \text{ cm} \quad \boxed{L = 15 \text{ cm}}$$

**Vérification de la flèche :**

$$f \leq f_{admissible} \quad \text{avec } f_{admissible} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm}$$

$$L = 5.50 \text{ m} \Rightarrow f_{admissible} = 0.0105 \text{ m}$$

- Calcul de  $f$  :

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{0.65 \cdot 0.21^3}{12} + 15 \cdot 2.36 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{0.21}{2} - 0.021\right)^2$$

$$I_0 = 5.26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\varphi \cdot (2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b})} \quad \text{Avec} \quad \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36 \cdot 10^{-4}}{0.12 \cdot 0.21} \Rightarrow \varphi = 0.00936$$

$$\text{Donc } \lambda_i = 4.39$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \varphi \cdot \sigma_x + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.76$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad I_{fi} = 1.33 \cdot 10^{-4} \cdot \text{m}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \cdot I_{fi}} = 0.00155 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{avec } E_i = 11000 (f_{t28})^{\frac{1}{3}} = 32164,2 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc } f = \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} \Rightarrow f = 0.00468 \text{ m} < f_{admissible} = 0.0102 \text{ c. v}$$

### 3.1.5. Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm armée par treillis soudés de diamètre  $\phi$  5mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si } \left( \begin{array}{l} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{array} \right) \Rightarrow [\text{B.A.E. L91}]$$

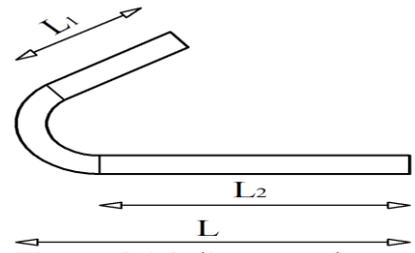


Figure 3.1.9.d'ancrage des

Avec :

L1: Distance entre axes des poutrelles (L1=65cm)

A1: Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A2: Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$f_e = 500 \text{ MPA}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$St = 100/2 = 50 \text{ cm}$$

Donc : On adopte un treillis soude de  $\phi 6$  et un espacement  $(20 \times 20) \text{ cm}^2$ .

### 3.1.6. Tableau du ferrailage des poutrelles :

**Tableau 3.1.3** Tableau du ferrailage des poutrelles :

	Type	travée	Appui	Travée choisi	Appui choisi	$\phi$ mm	Esp (cm)	
							Zone nodale	Zone courante
R.D.C	1	1,45	2,26	3T10=2,36	2T14=3,08	5	5	10
	2	2,27	2,75	3T10=2,36	2T14=3,08	5		
	3	1,50	2,13	3T10=2,36	2T14=3,08	5		
1 <sup>er</sup> étage	4	2,01	2,34	3T10=2,36	2T14=3,08	5	5	10
	5	1,03	1,79	3T10=2,36	2T14=3,08	5		
Etage courant	6	1,54	1,72	3T10=2,36	2T14=3,08	5	5	10
Terrasse	7	2,01	2,35	3T10=2,36	2T14=3,08	5	5	10
	8	2,04	2,31	3T10=2,36	2T14=3,08	5		

### 3.2. Etude des escaliers :

#### 3.2.1. Introduction :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

#### 3.2.2. PREDIMENSIONNEMENT :

##### 3.2.3.1. Calcul de la hauteur et de la largeur :

En utilise la formule de « BLONDEL » pour dimensionner les marche « g » et contre marche « h ».

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \dots\dots\dots(1)$$

h : c'est la partie verticale qui limite la marche « contre marche »

g : la distance horizontale entre deux contre marche « giron »

On prend  $2h+g=64\text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total de la volée

### Dimensionnement des marches et contre marches :

#### a. Etude du 1<sup>er</sup> type d'escalier :

$$n = \frac{H}{17} = \frac{3.06}{17} = 18$$

H : hauteur libe

$$L = (n-1).g \Rightarrow g = L / (n-1)$$

$$\text{D'après blondel on a : } \frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

$$\Rightarrow mn^2 - (m+L+2H)n + 2H = 0 \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} m = 64 \\ h = \frac{285}{3} = 95\text{cm} \\ L = 180\text{cm}(n \times 30) \end{array} \right\}$$

Donc l'équation (2) devient  $64n^2 - 434n + 190 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 373,786$  on obtient deux solutions  
 $n_1 = 0,470$  et  $n_2 = 6,31$

Donc on prend  $n=7$  contre marches

Donc nombre de marches  $n-1=6$  marches

Puis  $h = H/n = 95/7 = 13,57\text{cm} \Rightarrow h = 17\text{cm}$ .

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{6} = 30\text{cm}$$

D'après la formule de blondel on a

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \text{ cv}$$

$$2 \times 17 + 30 = 64$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{1,02}{2,1} = 0,48 \Rightarrow \alpha = 26^\circ$$

On aura  $\cos \alpha = 0,98$

#### • Epaisseur de la paillasse :

La paillasse c'est une dalle inclinée supportant les marches et les contremarches

$$L / 30 \leq e \leq L / 20 \Rightarrow L / 30 \cos \alpha \leq e \leq L / 20 \cos \alpha$$

$$(240 / (30 \times 0,89)) \leq e \leq 240 / (20 \times 0,89) \Rightarrow 8,98 \leq e \leq 13,48 \quad \text{en prend } e = 12 \text{ cm.}$$

- Epaisseur du palier ( $e_V$ )

$$e_V = \frac{e_p}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,89} = 13,48 \text{ cm}$$

On prend :  $e_V = 15 \text{ cm}$

On prend :  $e_p = e_V = 15 \text{ cm}$

### 3.2.3. Combinaison d'action.

- Paillasse

$$q_{u2} = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 * 8,02 + 1,5 * 2,5) = 14,57 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = (G + Q) = 8,02 + 2,5 = 10,52 \text{ KN/ml}$$

$$P = G_{\text{murs intérieurs}} * S = 1,26 * (2,65 * 6,80) = 22,70 \text{ KN/ml}$$

- Palier

$$q_{u2} = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 * 5,08 + 1,5 * 2,5) = 10,91 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = (G + Q) = 5,08 + 2,5 = 7,58 \text{ KN/ml}$$

### 3.2.4. Calcul des sollicitations :

Schéma statique :

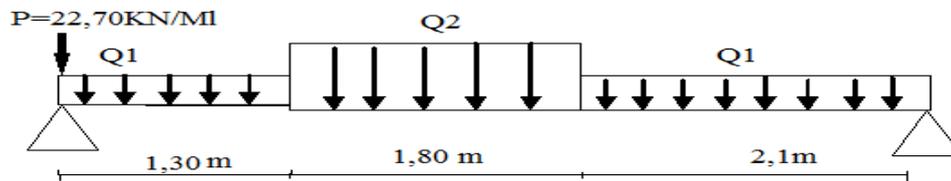


Figure 3.2.1. schéma statique des escalier TYPE1 à : l' ELU

### 3.2.5. Détermination du ferrailage :

- En travée :

$$h = 0,15 \text{ m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$d = 0,135 \text{ m}$$

$$M_u = 0,85 M_{\text{max}} = 0,85 (60,41)$$

$$\Rightarrow M_u = 51,35 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_u = 51,35 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

- Moment ultime réduit :

$$\mu u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}} \Rightarrow \mu = 51,35 \times 10^{-3} / 1 \times (0,135)^2 \times 14,17$$

$$\Rightarrow \mu = 0,1988 > 0,329 \Rightarrow \text{Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) \Rightarrow \alpha = 0,279$$

- **Bras de levier :**

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow z = 0.135 (1 - 0.4 (0,279))$$

$$\Rightarrow z = 0,119 \text{ m}$$

- **Section d'armature ; ( Ast )**

$$A_{st} = \frac{Mu}{\sigma_{st} \times z}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ mpa}$$

$$A_{st} = 51,35 \times 10^{-3} / 348 \times 0,199$$

$$A_{st} = 12,30 \text{ cm}^2 \text{ Donc en prend } A_{st} = 8T14 = 12,32 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 b d f_{tj} / f_e = 0.23 * 1,13 * 0.135 * 2.10 / 40$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{min} \quad \text{C.V}$$

- **Armatures de répartition ; ( Ast ) :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 12,32 / 4 = 3,08 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte } A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

- **Espacement**

$$l/8 = 0,125 \text{ m} = 12,5 \text{ cm}$$

**b. En appui**

$$M_{au} = 0,5 * 60,41 = 30,21 \text{ KN.m} = 30,21 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times F_{bc}} \Rightarrow \mu = 30,21 \times 10^{-3} / 1 \times (0.135)^2 \times 14.17$$

$$\mu u = 0,116 > 0.329 \Rightarrow \text{Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

- **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) \Rightarrow \alpha = 0,156$$

- **Bras de levier :**

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow z = 0.135 (1 - 0.4 (0,156))$$

$$\Rightarrow z = 0,127 \text{ m}$$

- **Section d'armature ; ( Ast )**

$$A_{st} = \frac{Mu}{\sigma_{st} \times z}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ mpa}$$

$$A_{st} = 30,21 \times 10^{-3} / 348 \times 0,127$$

$$A_{st} = 6,85 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc en prend } A_{st} = 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

- **Section minimum RPA99V2003 :**

$$A_{st} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 1 \times 0,15$$

$$A_{st} = 7,5 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 7,50 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 b d f_{tj} / f_e = 0,23 * 1,13 * 0,135 * 2,10 / 400$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{min} \quad \text{C.V}$$

- **Armature de repartition ( Ast ) :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 7,92/4 = 1,98 \text{cm}^2 \text{ donc on adopte } A_r = 4T10 = 3,14 \text{cm}^2$$

- **Espacement :**

$$1/7 = 0,1428 \text{m} = 14,28 \text{cm}$$

**Tableau 3.2.1** ferrailage des escaliers type1

Ast calculé		Ferrailage choisis		Ar calculé		Ferrailage choisis	
Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	appui
12,30	6,85	12,32	7,92	3,08	1,98	3,14	3,14
		8T14	7T12			4T10	4T10

### 3.2.5.1. Vérification a l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{42,84 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} \Rightarrow T_u = 0,317 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \min (0,2 f_{t28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa (fissuration non préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,317 \text{ Mpa} < \tau_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

### 3.2.5.2. Vérification des contraintes a l'ELS :

#### a. En travée :

$$M_{tser} = 0,85 \times 43,43 = 36,91 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + n A_{st} (d - x) = 0$$

$$50x^2 + 184,8x - 2494,8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 730,14 \Rightarrow x = 5,159 \text{m.}$$

- **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 17370,92 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{36,91 \times 10^{-3} \times 0,0545}{17370,92 \times 10^{-8}} = 11,58 \text{ Mpa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

**Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 11,58 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

- b. En appui :**

$$M_{aser} = 0,5 \times 43,43 = 21,7115 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + n Ast (d - x) = 0$$

$$50x^2 + 118,8x - 1603,8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 578,68 \Rightarrow x = 4,59 \text{ m.}$$

- **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n Ast(d - x)^2$$

$$I = 12654,40 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{21,715 \times 10^{-3} \times 0,0459}{12654,4 \times 10^{-8}} = 7,876 \text{ Mpa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

**Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 7,876 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

**C.V**

• Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{240} = 0,0626 \geq 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_S}{M_U} \Rightarrow \frac{15}{240} \geq \frac{1}{18} \times \frac{43,43}{51,35} \Rightarrow 0,0636 > 0,0469 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_S}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{12,32}{100 \times 13,5} = 9,12 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

$$\Delta f_T = f_{\vartheta} - f_i < f_{adm}$$

avec

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_S \times L^2}{10 \times E_i \times I \times f_i} \\ f_v = \frac{M_S \times L^2}{10 \times E_{\vartheta} \times I \times f_{\vartheta}} \\ f_{adm} = \frac{L}{500} \end{array} \right\}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_{ST} \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A_{SC} \left( \frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{11 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_{\vartheta} \times \mu} \end{array} \right\} \text{ Moment d'inertie fictive}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right)} \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_S}{b \times d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \delta \sigma_S + f_{t28}} \\ \sigma_S = \frac{M_{ser}}{A_S \times d} \end{array} \right\}$$

On a  $E_i = 32164,20 \text{ MPA}$

$E_v = 10818,86 \text{ MPA}$

**Tableau 3.2.2** Vérification de la flèche des escaliers

$M_{ser}(kn.m)$	$A_S(cm^2)$	$\delta$	$\sigma_S(Mpa)$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0(cm^2)$	$I_{fi}(cm^2)$	$f_v(cm^2)$
36,91	12,32	0,00912	221,92	5,67	2,26	0,36	33715,2	12184,23	18580,925

- **Vérification de la flèche de l'escalier :**

$$f_{t28}=2,1\text{MPa}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{Cj} \quad \text{Avec } f_{Cj}=25\text{Mpa}$$

Donc :

$$f_i = 0,305\text{cm}$$

$$f_v=0,594\text{cm}$$

Se qui implique que  $\Delta f_T = f_v - f_i = 0,289\text{cm}$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{180}{500} = 0,36$$

Donc :

$$\Delta f_T = 0,289\text{cm} < f_{\text{adm}} = 0,36\text{cm}$$

- **b. Etude du 2eme type d'escalier :**

$$\Rightarrow mn^2 - (m+L+2H)n + 2H = 0 \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} m = 64 \text{ cm} \\ h = \frac{285}{3} = 95\text{cm} \\ L = 150\text{cm}(n \times 30) \end{array} \right\}$$

Donc l'équation (2) devient  $64n^2 - 404n + 190 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 338,49$  on obtient deux solutions  $n_1 = 0,51$  et  $n_2 = 5,80$

Donc on prend  $n=6$  contre marches

Donc nombre de marches  $n-1=5$  marches

Puis  $h=H/n=95/6=15,83\text{cm} \Rightarrow h=17\text{cm}$ .

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30\text{cm}$$

D'après la formule de blondel on a

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \text{ cv}$$

$$2*17+30=64$$

$$tg\alpha = \frac{0,85}{1,80} = 0,00872 \Rightarrow \alpha = 25,27^\circ$$

On aura :

$$\text{Cos}\alpha = 0,90$$

$$h=5*0,17=0,85\text{m}$$

$$l=6*0,3=1,80\text{m}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

La paillasse c'est une dalle inclinée supportant les marches et les contremarches

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow L/30\text{cos}\alpha \leq e \leq L/20\text{cos}\alpha$$

$$(240/(30*0,90)) \leq e \leq 240/(20*0,90) \Rightarrow 8,88 \leq e \leq 13,33 \quad \text{en prend } e = 12 \text{ cm.}$$

- **Epaisseur du palier ( $e_v$ ) :**

$$e_v = \frac{e_p}{\cos\alpha} = \frac{12}{0,90} = 13,33\text{cm}$$

On prend :  $e_v = 15\text{cm}$

On prend :  $e_p = e_v = 15\text{cm}$

### 3.2.9 Combinaison d'action :

- **Paillasse**

$$q_{u2} = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 * 8,02 + 1,5 * 2,5) = 14,57\text{KN/ml}$$

$$q_{S2} = (G + Q) = 8,02 + 2,5 = 10,52\text{ KN/ml}$$

$$P = G_{\text{murs intérieurs}} * S = 1,26 * (2,65 * 6,80) = 22,70\text{KN/ml}$$

- **Palier**

$$q_{u2} = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 * 5,08 + 1,5 * 2,5) = 10,91\text{KN/ml}$$

$$q_{S2} = (G + Q) = 5,08 + 2,5 = 7,58\text{ KN/ml}$$

### 3.2.10 Calcul des sollicitations :

Schéma statique :

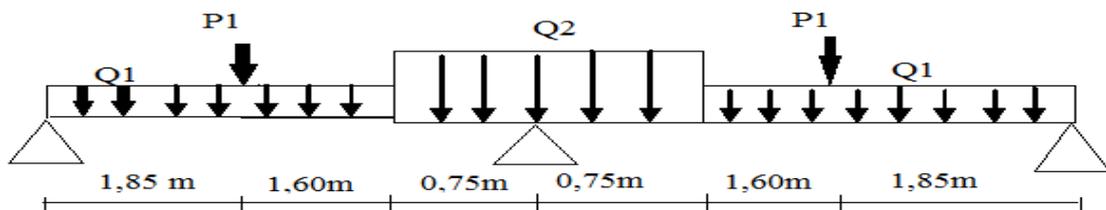


Figure 3.2.2. Schéma statique des escaliers à : l'ELU

### 3.2.11. Détermination du ferrailage :

- a. **En travée :**

$$h = 0,15\text{ m}$$

$$b = 1,00\text{ m}$$

$$d = 0,135\text{ m}$$

$$M_u = 0,85 M_{\text{max}} = 0,85 (43,07)$$

$$\Rightarrow M_u = 36,60\text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_u = 36,60 \times 10^{-3}\text{ MN.m}$$

- **Moment ultime réduit :**

$$\mu u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}} \Rightarrow \mu = 36,60 \times 10^{-3} / 1 \times (0,135)^2 \times 14,17$$

$$\Rightarrow \mu u = 0,141 > 0,329 \quad \Rightarrow \quad \text{Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

- **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) \Rightarrow \alpha = 0,191$$

- **Bras de levier :**

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow z = 0.135 (1 - 0.4 (0,279)) \\ \Rightarrow z = 0,124 \text{ m}$$

- **Section d'armature ( Ast):**

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times z}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ mpa}$$

$$A_{st} = 36,60 \times 10^{-3} / 348 \times 0,124$$

$$A_{st} = 8,43 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc en prend } A_{st} = 8T12 = 9,03 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 b d f_{tj} / f_e = 0.23 * 1,13 * 0.135 * 2.10 / 400$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{min} \quad \text{C.V}$$

- **Armatures de repartition ( Ast ):**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 9,03 / 4 = 2,25 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte } A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$l/8 = 0,125 \text{ m} = 12,5 \text{ cm}$$

*b. En appui :*

$$M_{au} = 0,5 * 43,04 = 21,51 \text{ KN.m} = 21,51 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}} \Rightarrow \mu = 21,51 \cdot 10^{-3} / 1 \times (0.135)^2 \times 14.17$$

$$\mu u = 0,083 > 0.329 \Rightarrow \text{Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

- **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) \Rightarrow \alpha = 0,018$$

- **Bras de levier :**

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow z = 0.135 (1 - 0.4 (0,156)) \\ \Rightarrow z = 0,129 \text{ m}$$

- **Section d'armature ( Ast):**

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times z}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 21,51 \cdot 10^{-3} / 348 \times 0,131$$

$$A_{st} = 4,79\text{cm}^2 \text{ Donc en prend } A_{st}=5T12=5,65\text{cm}^2$$

- **Section minimum RPA99V2003 :**

$$A_{st} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 1 \times 0,15$$

$$A_{st} = 7,5 \times 10^{-4}\text{m}^2 = 7,50\text{cm}^2$$

$$A_{st}=7T12=7,92\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 b d f_{tj} / f_e = 0,23 * 1,13 * 0,135 * 2,10 / 400$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{min} \quad \text{C.V}$$

- **Armature de repartition (  $A_{st}$  ) :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 7,92/4 = 1,98\text{cm}^2 \text{ donc on adopte } A_r = 4T10 = 3,14\text{cm}^2$$

- **Espacement :**

$$1/5=0,20\text{m}=20\text{cm}$$

**Tableau 3.2.3** ferrailage des escaliers type1

Ast calculé		Ferrailage choisis		Ar calculé		Ferrailage choisis	
Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	appui
8,43	4,79	9,03	5,65	1,41	1,98	3,14	3,14
		8T12	5T12			4T10	4T10

### 3.2.12. Vérification a l'effort tranchant :

$$T_U = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{49,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} \Rightarrow T_U = 0,365\text{MPa}$$

$$\tau' u = \min(0,2 f_{t28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa (fissuration non préjudiciable)}$$

$$\tau u = 0,317 \text{ Mpa} < \tau' u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

### 3.2.13. Vérification des contraintes a l'ELS :

#### a. En travée :

$$M_{tser} = 0,85 \times 31,06 = 26,401 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + n A_{st} (d - x) = 0$$

$$50x^2 + 135,45 x - 1828,575 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 619,73 \Rightarrow x = 4,84\text{m.}$$

- **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n Ast(d - x)^2$$

$$I = 13937,11 \cdot 10^{-4} m^4$$

- **Calcul des contraintes :**

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{26,401 \times 10^{-3} \times 0,048}{13937,11 \times 10^{-8}} = 9,09 \text{ Mpa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

**Vérification**

$$\sigma_{bc} = 9,09 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

**b. En appui :**

$$M_{aser} = 0,5 \times 31,06 = 15,53 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + n Ast(d - x) = 0$$

$$50x^2 + 84,75x - 1144,125 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 485,81 \Rightarrow x = 4,01 \text{ m.}$$

- **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n Ast(d - x)^2$$

$$I = 9781,85 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{21,715 \times 10^{-3} \times 0,0401}{9781,85 \times 10^{-8}} = 6,36 \text{ Mpa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

### Vérification

$$\sigma_{bc} = 6,36 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

#### • Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{240} = 0,0626 \geq 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_S}{M_U} \Rightarrow \frac{15}{240} \geq \frac{1}{18} \times \frac{31,06}{36,60} \Rightarrow 0,0625 > 0,0471 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_S}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,03}{100 \times 13,5} = 6,68 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

$$\Delta f_T = f_{\vartheta} - f_i < f_{adm}$$

avec

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I \times f_i} \\ f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_{\vartheta} \times I \times f_{\vartheta}} \\ f_{adm} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_{ST} \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A_{SC} \left( \frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{11 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_{\vartheta} \times \mu} \end{array} \right. \text{ Moment d'inertie fictive}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_S}{b \times d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \delta \sigma_S + f_{t28}} \\ \sigma_S = \frac{M_{ser}}{A_S \times d} \end{array} \right.$$

On a  $E_i=32164,20$  MPA

$E_v=10818,86$  MPA

**Tableau.3.2.4** vérification de la flèche des escaliers

$M_{ser}(kn.m)$	$A_s(cm^2)$	$\delta$	$\sigma_s(Mpa)$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_o(cm^2)$	$I f_i(cm^2)$	$f_v(cm^2)$
26,41	9,03	0,00668	224,11	7,74	3,097	0,54	8673,03	18419,14	35699,93

• **Vérification de la flèche de l'escalier :**

$f_{t28}=2,1$ MPA

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{tj} \quad \text{Avec } f_{tj}=25\text{Mpa}$$

Donc :

$$f_i = 0,10\text{cm}$$

$$f_v=0,15\text{cm}$$

Se qui implique que  $\Delta f_T = f_v - f_i = 0,05\text{cm}$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{150}{500} = 0,30$$

Donc :

$$\Delta f_T = 0,05\text{cm} < f_{adm} = 0,30\text{cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**3.2.14. Etude de la poutre palière**

**3.2.14.1. Pré-dimensionnement**

$h= 40\text{cm}$

$b= 30\text{cm}$

On prend : (30,40).

**3.2.14.2. Descente des charges**

<b>Poutre palière</b>		
<b>Charge permanente totale</b>	<b><math>G= (0.40*0.30*25) + 4.38*(3.23-0.40) = 15.40</math></b>	<b>KN/m</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>	<b><math>Q = 00.00</math></b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

**3.2.14.3. Réaction d'escalier**

On a  $T_{u \max} = R_B$  répartie sur (1/2) ml de la poutre palière brisée donc pour 1 ml :

$$T_{u \max} = R_B/2$$

## 3.2.14.4. Calcul des charges à l'ELU et à l'ELS

- **ELU :**  
 $P_u = 1.35 \cdot G + T_{u \max} = (1.35 \cdot 15.40) + (42.48/4.1/2) \quad P_u = 25.42 \text{ KN/ml}$
- **ELS :**  
 $P_u = G + T_{u \max} = (1.35 \cdot 15.40) + (42.48/4.1/2) \quad P_u = 20.03 \text{ KN/ml}$

SOLLUCUTION	Type	ELU			ELS		
		Mapp	Mtra	Tmax	Mapp	Mtra	Tmax
Poutre palière brisée	1	37.48	59.97	74.24	30.24	48.38	59.89

Tableau 3.2.5: Différentes sollicitations de la poutre brisée.

FERRAILLAGE	Type	En travée			En appuis			Armatures transversales		
		Ast			Ast			St (RPA)		A choisi
	calculé	choisi	ferraillage	calculé	choisi	ferraillage	S (cm)	S' (cm)		
1		14.75	16.08	8T16	8.66	7.70	5T14	10	15	3T10

Tableau 3.2.6: Ferrailage de la poutre brisée.

## 3.3. Etude des dalles pleines :

## 3.3.1. Introduction :

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

## 3.3.2. Pré dimensionnement :

On a :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{650} = 0,23 \quad \Rightarrow \quad 0,23 < 0.4 \text{ donc la dalle travaille suivant une direction.}$$

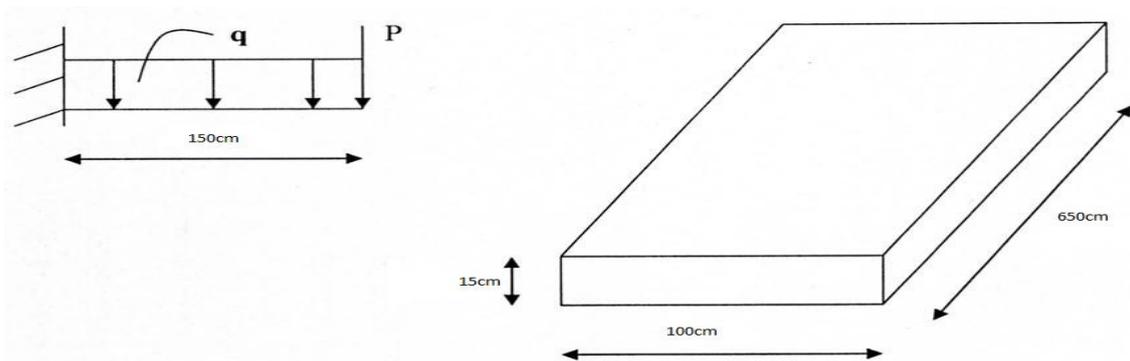
- **Calcul de l'épaisseur de la dalle :**

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30}$$

$$\Rightarrow 4,28 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm.}$$

D'après le R.P.A99 : la dimension de la poutre doit satisfaire  $h=15\text{cm}$  donc On prend  $e = 15\text{cm}$

Notre balcon à une épaisseur de 15 cm, il sera calculé comme une console encastree a une extremité



**Figure.3 .3.1.**dimensionnement de la dalle pleine

- Le moment maximal est a l'encastrement
- Le calcul se fera sur une bande de 1.00 m

### 3.3.3. Combinaisons des charges :

$$G=535 \text{ kg/m}^2 \cdot 1 \text{ ml}=535 \text{ kg/ml}$$

$$Q=350 \text{ kg/m}^2 \cdot 1 \text{ ml}=350 \text{ kg/ml}$$

$$P=170 \cdot 1,50 \cdot 1 \text{ ml}=255 \text{ kg/ml}$$

- ELU :

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 1.35(535) + 1.5(350) = 1247,25 \text{ kg/ml}$$

$$P_u = 1.35 p \Rightarrow p_u = 1.35(255) = 344,25 \text{ Kg/ml}$$

- ELS :

$$Q_s = G + Q = 535 + 350 = 885 \text{ kg/ml}$$

$$P_s = p = 255 \text{ kg/ml}$$

### 3.3.4. Calcul du moment fléchissant max et effort tranchant max :

- ELU : section 1-1  $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$

$$M(x) = -p_u \times x - q_u \times x^2/2$$

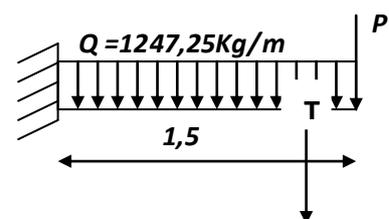
$$M(x) = -344,25 x - 1247,25 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kg. m} \\ M(1.50) = -1919,53 \text{ kg. m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 344,25 - 1247,25 x = 0$$

$$\Rightarrow x = -0,28 \text{ m} \notin [0; 1,50]$$

$$T(x) = p_u + q_u \cdot x$$



**Figure.3.3.2** schéma de dalle pleine en ELU

$$\begin{cases} T(0) = 344,25 \text{ kg} \\ T(1.50) = 2215,13 \text{ kg} \end{cases}$$

- ELS : section 1-1  $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$

$$M(x) = -p_s x - q_s \frac{x^2}{2} = -255 x - 885 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kg.m} \\ M(1.50) = -1378,13 \text{ kg.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = -255 - 885 x = 0$$

$$\Rightarrow x = -0,29 \text{ m} \notin [0; 1,50]$$

$$T(x) = p_s x + q_s x = 255 + 885 x \quad \begin{cases} T(0) = 255 \text{ kg} \\ T(1.50) = 1582,5 \text{ kg} \end{cases}$$

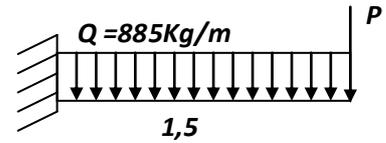


Figure.3.3.3 schéma de dalle pleine en ELS

### 3.3.4.1. Récapitulative des efforts internes:

x (m)	ELU		ELS	
	M(x) (kg.m)	T(x) (kg)	M(x) (kg.m)	T(x) (kg)
0	0	344,25	0	255
1,00	-1919,53	2215,13	-1378,13	1582,5

Tableau 3.3.1 : récapitulatif de M et T de la dalle pleine

### 3.3.4.2. Les diagrammes :

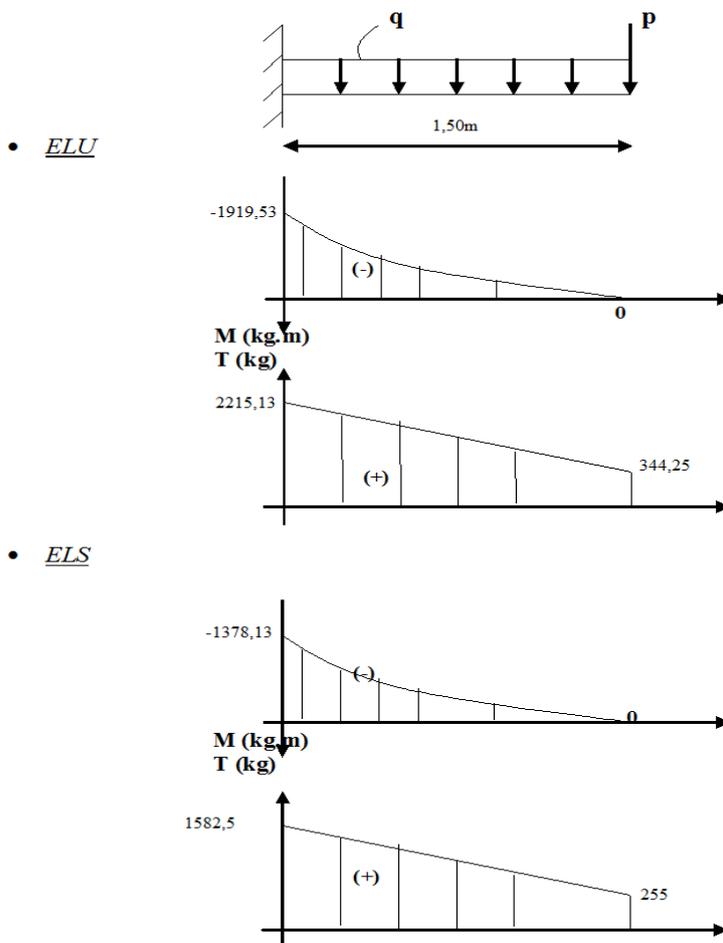
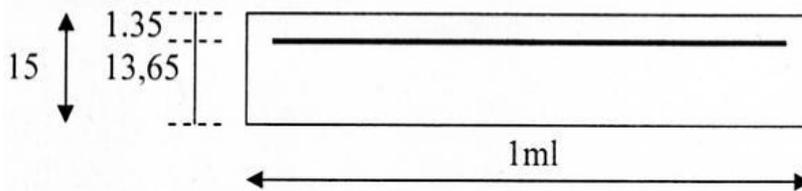


Figure 3.3.4 : diagrammes de M et T a l'ELU et ELS

### 3.3.5. Détermination du ferrailage

En considère le balcon comme une poutre en console soumise a la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.



$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times 15 \Rightarrow d = 13,5 \text{ cm}$$

#### a. ELU

Les contraintes :  $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$  et  $\sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$

#### • Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{1919,53 \times 10^{-5}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,074$$

$\mu_u = 0,074 < 0,186$   $\Rightarrow$  Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas Nécessaire.

$\mu_u = 0,074 < \mu_r = 0,392$   $\Rightarrow$  Section a simple armature.

- **Section d'armature**

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,096$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,129\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{1919,53 \times 10^{-5}}{0,129 \times 347,83} \quad \Rightarrow \quad A_{st} = 4,27 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte :  $A_{st} = 4\text{T}12 = 4,52 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité**

En prend la section minimale :

$$A_{st \min} \geq 0,32 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \min} \geq 0,32 \times 1 \times 0,135 \times 2,1/400$$

$$A_{st \min} \geq 1,63 \text{ cm}^2. \quad (\text{Condition vérifier } A_{st} \leq 1,63 \text{ cm}^2)$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte :  $A_r = 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

### 3.3.5.1. Vérification à l'ELS:

- **Position de l'axe neutre**

$$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad n = 15.$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st}(d - x) = 0 \quad \Rightarrow \quad 0,5 x^2 + 0,00678 x - 0,00091535 = 0$$

$$\Rightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 0,0433$$

$$\Rightarrow \quad x = 0,05008 \text{ m}$$

- **moment d'inertie**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times (0,05008)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times 10^{-4} (0,135 - 0,05008)^2$$

$$I = 9,077 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

- **Calcul des contraintes**

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1378,13 \times 10^{-5} \times 0,05008}{9,077 \times 10^{-5}} = \mathbf{7,604 \text{ Mpa}}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{1378,13 \times 10^{-5} (0,135 - 0,05008)}{9,077 \times 10^{-5}} = \mathbf{193,37 \text{ Mpa}}$$

- **Calcul des contraintes admissibles**

Béton

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ Mpa}}$$

Acier

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \mathbf{\text{Min}(266,66, 201,63)} \quad \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{201,63 \text{ Mpa}}$$

### Vérification

$$\sigma_{bc} = 7,604 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \mathbf{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 193,37 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \mathbf{C.V}$$

### 3.3.6. Vérification au cisaillement

$$T_{\max} = 2215,13 \times 10^{-5} \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{2215,13 \times 10^{-5}}{1 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{\tau_u = 0,164 \text{ Mpa.}}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale}).$$

$$\overline{\tau_u} = \mathbf{2,5 \text{ Mpa.}}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,164 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa.} \quad \mathbf{C.V}$$

### 3.3.7. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,50} > \frac{1}{16}$$

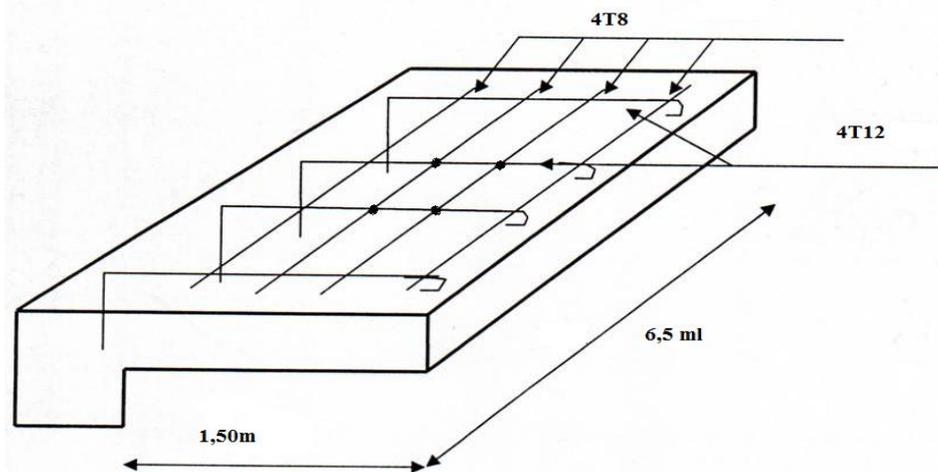
$$\Rightarrow 0,1 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,20}{400}$$

$$\Rightarrow 0,0033 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

**Tableau 3.3.** Tableau de ferrailages des dalles plaines des 2sens de la structure

	Moment (KN.m)	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{st}(\text{cm}^2)$ choisis
<b>Appui</b>	21,55	4,34	4T12=4,52
	6,402	1,25	3T12=3,39
<b>Travée</b>	61,07	4,64	4T14=6,16
	18,14	3,63	3T14=4,63



**Figure 3.3.5 :** disposition du ferrailage du balcon type1

## 3.4. Etude de l'acrotère :

### 3.4.1 Introduction

L'acrotère est une console encastrée Dans le plancher terrasse soumise a sont poids propre 'G' et a une surcharge P appliqué horizontalement, le calcul se fait en flexion composée sous l'effet d'un effort normale.

La surface de l'acrotère est de  $S=0,0675\text{m}^2$

La masse volumique =  $2500 \text{ Kg /m}^3$ .

### 3.4.2. Calcule des sollicitations :

- ELU :

$$M_U = 1,35M_g + 1,5M_q \quad \text{on a } M_g = 0$$

$$M_U = 1,5 \times F_p \times h = 1,5 \times 0,54 \times 0,60$$

$$M_U = \mathbf{0,486 \text{ kn.m}}$$

$$N_U = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,6875$$

$$N_U = \mathbf{2,2781 \text{ kn/ml}}$$

- ELS

$$M_S = M_g + M_q \quad \text{sachant que } M_g = 0$$

$$M_S = F_p \times h = 0,54 \times 0,60$$

$$M_S = \mathbf{0,324 \text{ kn.m}}$$

$$N_S = G$$

$$N_S = \mathbf{1,6875 \text{ kn/ml}}$$

- Calcul de l'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité.

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,486}{2,2781} \quad \Rightarrow \quad e = 0,2133 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{e = 21,33 \text{ cm}}$$

$$e = \frac{h}{6} \quad \Rightarrow \quad e = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e = 17 \text{ cm} > 1,67 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier}$$

Donc le point centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau centrale, la section est partiellement comprimée.

### 3.4.3. Détermination du ferrailage

#### a. ELU

$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times 0,10 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{d = 0,09 \text{ m}}$$

$$d' = h - d$$

$$d' = 0,1 - 0,09 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{d' = 0,01 \text{ m}}$$

d : la distance entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieurs

d' : la distance entre les armatures inférieurs et la fibre la plus tendue

- Moment de flexion fictif

$$M_A = M_u + N_u (d - h_t / 2)$$

$$M_A = 0,486 + 2,2781 (0,09 - 0,10 / 2)$$

$$M_A = 0,5771 \text{ KN.m} = 57,71 * 10^{-5} \text{ MN.m}$$

- Moment réduit ( $\mu_u$ )

$$\mu_u = M_A / b d^2 f_{bc}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité = 1,5 (cas générale)

$\theta$  : coefficient d'application = 1 (charge > 24h)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{57,71 \times 10^{-5}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,00528$$

$\mu_u = 0,0041 < 0,182 \Rightarrow$  Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas Nécessaire.

$\mu_u = 0,0041 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  Section a simple armatures. ASC=0

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[ \frac{M_{au}}{z} - N_u \right] \quad \text{Avec :} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0063$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,0898 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,83} \left[ \frac{57,71 \times 10^{-5}}{0,0898} - 2,2781 \times 10^{-3} \right] \Rightarrow A_{st} = 0,1193 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}$  a une faible section donc elle est prise selon la condition de non fragilité.

- **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale :

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1 / 400$$

$$A_{st} \min \geq 1,0867 \text{ cm}^2. \quad (\text{Condition non vérifier } A_{st} < 1,08 \text{ cm}^2)$$

Donc le ferrailage choisi est

$$A_{st} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc on adopte :} \quad A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

### 3.4.4. Vérification a E.L.S :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,324}{1,6875} \Rightarrow e = 0,19$$

$$\Rightarrow e = 19,2 \text{ cm}$$

$$e = \frac{h}{6} \quad \Rightarrow \quad e = \frac{10}{6} \quad \Rightarrow \quad e = 15,4 \text{ cm} > 1,66 \text{ cm}$$

Donc le point centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau, la section est partiellement comprimée.

$$p = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$p = -3(19,2 - 10/2)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} (19,2 - 10/2 + 9)$$

$$p = -562,95 \text{ cm}^2.$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 2(19,2 - 10/2)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} (19,2 - 10/2 + 9)^2$$

$$q = 4752,89 \text{ cm}^3.$$

$$\Delta = q^2 + (4 p^3 / 27)$$

$$\Delta = (4752,89)^2 - (4(-562,95)^3 / 27) \quad \Rightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 7001,46 \text{ cm}^3$$

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,5(7001,46 - 4752,89) \Rightarrow t = 1124,289 \text{ cm}^3$$

$$L = (t)^{1/3} \quad \Rightarrow \quad L = 10,398 \text{ cm} = 0,1039 \text{ m}$$

$$Z = L - P / 3L \quad \Rightarrow \quad Z = 28,44 \text{ cm} = 0,2844 \text{ m}$$

On a :

$$x = Z + h/2 - e = 28,44 + 10/2 - 19,2 \Rightarrow x = 14,24 \text{ cm} = 0,1424 \text{ m}$$

$$s = \frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x)$$

$$s = \frac{1 \times (0,1424)^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,09 - 0,1424)$$

$$s = 0,0103 \text{ m}^2$$

#### • Calcul des contraintes

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{168,75 \times 10^{-5} \times 0,1424}{0,0103} = 0,023 \text{ Mpa}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s (d - x)}{s}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{168,75 \times 10^{-5} (0,09 - 0,1424)}{0,0103} = 0,13 \text{ Mpa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles**

*Béton*

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

*Acier*

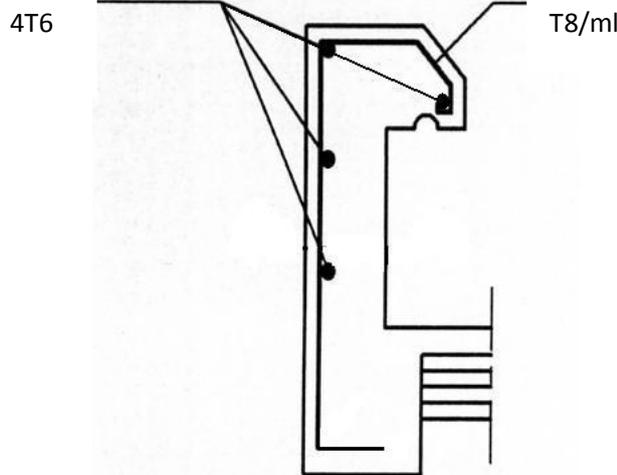
$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa}$$

**Vérification**

$$\sigma_{bc} = 0,023 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 0,13 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$



**Figure 3.4.1 :** ferrailage de l'acrotère

**3.4.4.1. Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T \max}{b \times d} = \tau_u = \frac{67,5 \times 10^{-5}}{0,09 \times 1} \Rightarrow \tau_u = 0,0075 \text{ Mpa.}$$

Avec :

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 0,54 \Rightarrow T = 0,675 \text{ kn}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) \quad \text{Fissuration peut nuisible } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale}).$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa.}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,0075 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa.} \quad \text{C.V}$$

### 3.5. Etude de la dalle machine :

#### 3.5.1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

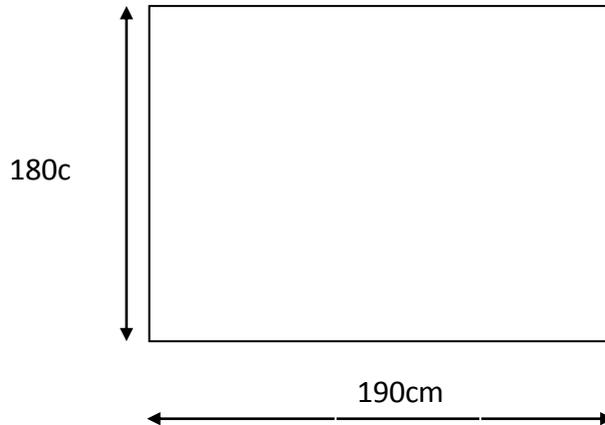


Figure 5.4.1 : Dalle machine

#### 3.5.2. Pré dimensionnement :

On a :

$\alpha = L_x/L_y = 180/190 = 0,92 > 0,4$  .....  $\alpha > 0,40$  donc la dalle travaille suivant les deux directions.

##### a. Calcul l'épaisseur de la dalle (e) :

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40}$$

$$\Rightarrow 4cm \leq e \leq 4,5cm.$$

Condition de L'E.N.A

L'entreprise national des ascenseurs préconise que l'épaisseur de la dalle machine  $e > 25cm$  donc on opte pour  $e = 25cm$

On prend  $e = 15cm$

#### 3.5.3. Descente de charge :

##### • Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée.....50,00kN/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la dalle.....0,25x25=6,25kN/m<sup>2</sup>
- Surcharge d'exploitation.....G=56,25kN/m<sup>2</sup>
- Surcharge d'exploitation.....Q=1kN/m

##### Combinaison de charges :

E.L.U :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,437 \text{ kN/m}^2$   
 E.L.S :  $q_{ser} = G + Q = 57,25 \text{ kN/m}^2$

### 3.5.4. Ferrailage de la dalle pleine à L.E.L.U :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés Le calcul consiste d'étudier une bande de 1m de largeur et de 15 cm d'épaisseur.

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h)= (100x25) cm<sup>2</sup> qui travaille en flexion simple.

-Calculons les moments  $M_x$  suivant  $L_x$  ;  $M_y$  suivant  $L_y$ .

Tel que :

$$\begin{aligned} M_x &= \mu_x \cdot q \cdot (L_x)^2 & \alpha &= 0,94 & \Rightarrow & \mu_x = 0,0419 \\ M_y &= \mu_y \cdot M_{0x} & \text{Avec : } \nu &= 0 & & \mu_y = 0,8661 \end{aligned}$$

$$M_x = 0,0419 \cdot 77,437 \cdot (1,8)^2 = 10,51 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = 0,8661 \cdot 10,51 = 9,10 \text{ KN.m/ml.}$$

- **Les valeurs des moments en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times 10,51 = 8,933 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 9,10 = 7,735 \text{ KN.m}$$

- **Les valeurs des moments sur appuis :**

$$M_{Ax} = 0,30 M_{0x}$$

$$M_{Ay} = 0,30 M_{0y}$$

$$M_{Ax} = 0,30 \times 10,51 = 3,153 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ay} = 0,30 \times 9,10 = 2,73 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_{\max}(M_{Ax}, M_{Ay}) = 3,153 \text{ KN.m}$$

#### 3.5.4.1. Calcul suivant $L_x$ :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{8,93 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot (22,5)^2} = 0,012 < 0,392 \rightarrow \text{pivoté. } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,2235 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{Z \cdot 348} = \frac{8,93 \cdot 10^{-3}}{0,2235 \cdot 348} = 1,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Donc } A_t = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

- **En appuis:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3,153 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot (22,5)^2} = 0,0439 < 0,392 \rightarrow \text{pivot A.et. A}' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,0055$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,2245$$

$$A_a = 0,396 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Donc } A_a = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

### 3.5.4.2. Calcul suivant Ly :

- **En travée:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{7,735 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot (22,5)^2} = 0,010 < 0,392 \rightarrow \text{pivot A.et. A}' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,0013$$

$$Z = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,225$$

$$A_a = 0,987 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Donc } A_t = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

- **En appuis:**

$$A_{ay} = 0,396 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Donc } A_y = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$\text{Esp} = 100/5 = 20$$

$$\text{Esp} < \min(4 \cdot h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow 20 < 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée dans le sens (X-X)}$$

$$\text{Esp} < \min(4 \cdot h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow 20 < 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée dans le sens (Y-Y)}$$

### 3.5.4.3. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T \max}{b \times d}$$

$$T_x = \frac{q_u l_x l_y}{2(l_x + l_y)} = \frac{77,437 \cdot (1,9 \cdot 1,8)}{2(1,8 + 1,9)} = 48,15 \text{ kn}$$

$$T_y = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{77,437 \cdot 1,9}{3} = 46,46 \text{ kn}$$

$$T_{\max} = T_{\max}(T_x, T_y) = 48,15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{48,15 \times 10^{-3}}{0,225 \times 1} \Rightarrow \tau_u = 0,214 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) \quad \text{Fissuration peut nuisible } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale}).$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa.}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,214 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa.}$$

**C.V**

### 3.5.5. Vérification a l'ELS :

$$M_x = 0,0419 \cdot 57,25 \cdot (1,8)^2 = 9,11 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = 0,9087 \cdot 9,11 = 8,2760 \text{ KN.m/ml}$$

- Les valeurs des moments en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times 9,11 = 7,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 8,2760 = 7,035 \text{ KN.m}$$

- Les valeurs des moments sur appuis :

$$M_{Ax} = 0,30 M_{0x}$$

$$M_{Ay} = 0,30 M_{0y}$$

$$M_{Ax} = 0,30 \times 9,11 = 2,733 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ay} = 0,30 \times 8,2760 = 2,483 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_{\max}(M_{Ax}, M_{Ay}) = 2,733 \text{ KN.}$$

**Tableau. 3.5.1:** Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les 2 sens

	Mt kn/m	AS cm <sup>2</sup>	X cm	I cm	$\sigma$	$\sigma < \bar{\sigma}$	$\sigma$	$\sigma < \bar{\sigma}$
Travée x-x	7,74	3,93	4,50	25376,66	1,37	C.V	82,46	C.V
Travée y-y	7,035	3,93	4,50	25376,66	1,25	C.V	74,85	C.V
Appui	2,733	3,93	4,50	25376,66	0,48	C.V	29,08	C.V

- **Vérification de la condition de non fragilité.**

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

$$b=100\text{cm}$$

$$A_x \geq \rho \left( \frac{3-\rho}{2} \right) . b.h = 2,05\text{cm}^2 \quad \text{avec } \rho = 0,8 \text{ ET } \rho = 0,94$$

$$A_y \geq \rho . b.h = 2,00\text{cm}^2$$

### sens Lx

$$\text{Sur Appui } A_x=3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,13\text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$\text{En travée } A_x=3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,13\text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

### Sens Ly

$$\text{Sur Appui } A_x=3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2\text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$\text{En travée } A_x=3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2\text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de la flèche :**

- **Sens Lx:** La vérification de la flèche est nécessaire si une des conditions suivantes n'est pas remplie.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L_x} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_t}{20.M_x} \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2MPa}{F_e} \end{array} \right. \Rightarrow 0,152 > 0,042 \quad \text{C.V} \\ \frac{L}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow 0,152 > 0,028 \text{ à } 0,037 \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

## 3.6. L'ascenseur :

### 3.6.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

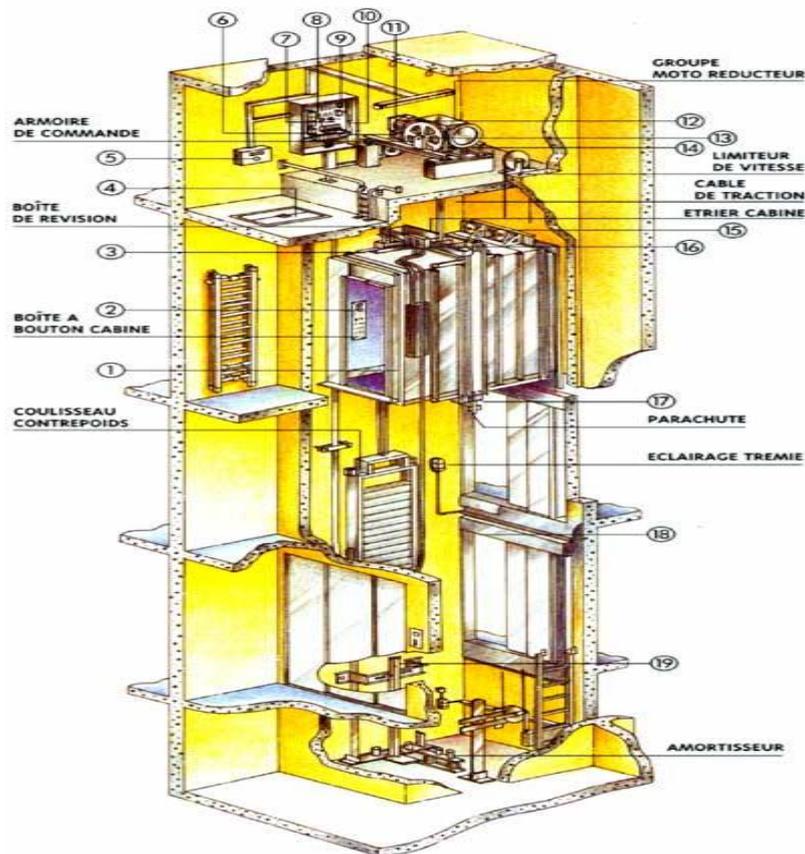


Figure.3.6.1. Schéma d'un ascenseur dans un bâtiment

### 3.6.2. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie

Le treuil soit :

- $P_m$  « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- $Q$  : la charge en cabine
- $P_p$  : le poids de contre poids tel que  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

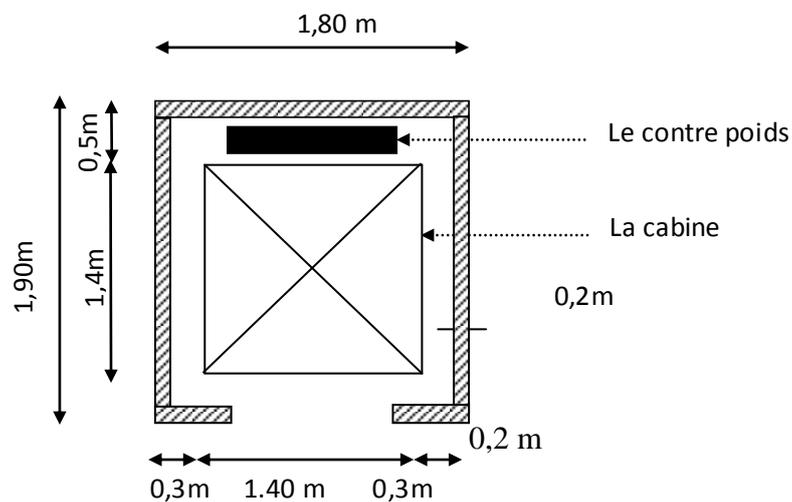
Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m<sup>2</sup>.

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- Largeur : 1,4 m
- profondeur : 1,4 m
- hauteur : 2,2 m
- la largeur de passage libre : 0,8m
- la hauteur de passage libre : 2,00m
- la hauteur de la course : 35,11m

La surface latérale  $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$



**Figure.3.6.2.** Vue en plan de l'ascenseur-

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur :  $h_0 = 25 \text{ cm}$

Soit (S) la surface des parois :

**a. Le poids mort**

**Tableau.3.6.1.** Le poids de l'ascenseur

Poids de la cabine: $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 8,8 \times 1,4 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 1,80 \times 1,90 = 3,42 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 3,42 = 376,2 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 3,42 = 68,4 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S = 0,2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

-Le poids mort total est :  $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1065,4\text{kg}$

-le contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1065,4 + \frac{675}{2} = 1420,9\text{kg}$

### b. calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité  $C_s$  est de 10 et le rapport  $\frac{D}{d}$  ; (D : diamètre du poulie et d : diamètre du câble)

Est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons

Prenons  $\frac{D}{d} = 45$  et  $D = 550\text{mm} \Rightarrow d = 12,22\text{ mm}$

On a :  $C_r = C_s \cdot M \dots \dots \dots (1)$

Avec  $C_s$  : coefficient de sécurité du câble

$C_r$  : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

$M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$

$M_g$  : Poids du câble.

On néglige  $M_g$  devant (Q+P) ( $M_g \ll Q+P \Rightarrow M = Q+P$ )

Donc  $C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q+P) = 10(675+1065,4) = 20884,8\text{kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$$\Rightarrow C_r = \frac{20884,8}{0.85} = 24570,35\text{kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est :  $C_r = C_{r(1\text{câble})} \times m \times n$

Avec m : type de mouflage (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câble

Pour un câble de  $d=12,22\text{mm}$  et  $m=2$  on a :  $C_{r(1\text{câble})} = 8152\text{kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1\text{câble})} \times m} = \frac{24570,35}{8152 \times 2} = 1,50 \text{ Soit } n = 2 \text{ câbles.}$$

Le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

### c. Le poids des câbles ( $M_g$ )

$$M_g = m \times n \times l$$

m : la masse linéaire du câble  $m=0,515\text{ Kg/m}$

l : longueur du câble = 34 m

n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 34 = 35,02 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1065,4 + 35,02 = 1775,42 \text{ kg}$$

#### d. Vérification de $C_r$ :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{20884,8}{1775,42} = 11,76 > 10 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

#### e. Calcul de la charge permanente total G:

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) :  $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

- La charge permanente totale :  $G = 1065,4 + 1402,9 + 1200 + 35,02 = 3703,32 \text{ kg}$
- le surcharge :  $Q = 675 \text{ kg}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6011,982 \text{ kg}$$

#### 3.6.3. Vérification de la dalle au poinçonnement :

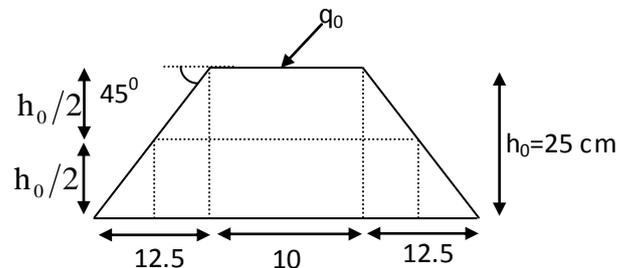
La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes) .

La charge totale ultime :  $q_u = 6011,982 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le  $\frac{1}{4}$  de cette charge  $q_u$

Soit :  $q_0$  la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6011,982}{4} = 1502,99 \text{ kg}$$



Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \leq 0.045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$  : charge de calcul à l'E.L.U

$h_0$  : Epaisseur totale de la dalle.

$u_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 25 \text{ cm}$$

$$\{ U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

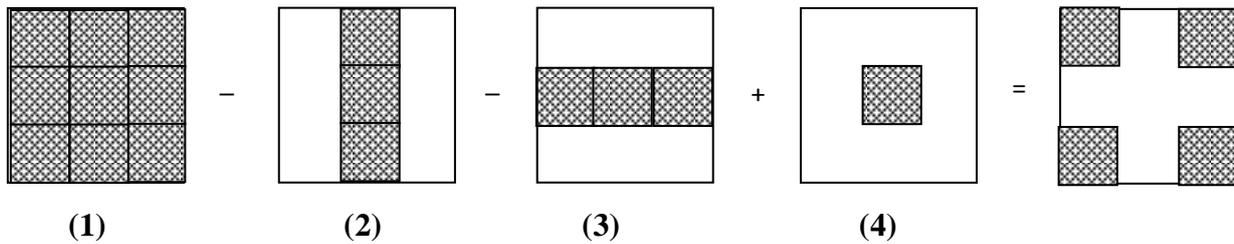
$$\{ V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(35 + 35) = 140 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0.045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 26250 \text{ kg} > q_0 = 1502,99 \text{ kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

a. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



b. Distances des rectangles :

1) le rectangle (1) :

$$\begin{cases} U=125\text{cm} \\ V=130\text{cm} \end{cases}$$

2) le rectangle (2):

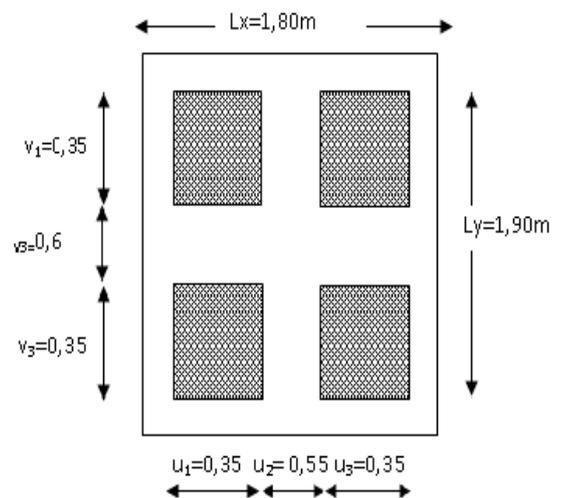
$$\begin{cases} U = 55\text{cm} \\ V = 130\text{cm} \end{cases}$$

3) le rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 125\text{cm} \\ V = 60\text{cm} \end{cases}$$

4) le rectangle (4):

$$\begin{cases} U=55\text{cm} \\ V=60\text{cm} \end{cases}$$



c. Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec  $\nu$  : coefficient de Poisson

À L'E L U ( $\nu = 0$ )

$$\begin{cases} M_n = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (35x35)cm<sup>2</sup> est :

$$P' = \frac{q_\mu}{u \cdot v} = \frac{1502,99}{0,35 \cdot 0,35} = 12269,306\text{k g/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:  $L_x=1,80m$  ;  $L_y=1,90m$

**Tableau : 3.6.2.** Les moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	Surface S (m <sup>2</sup> )	P' (Kg/m <sup>2</sup> )	P=P'.S (Kg)	$M_x$ (Kg.m)	$M_y$ (Kg.m)
1	0,69	0,68	0,073	0,062	1,625	12269,30	19937,61	1455,44	90,23
2	0,30	0,68	0,11	0,070	0,715	12269,30	8772,54	964,97	76,54
3	0,69	0,31	0,089	0,092	0,75	12269,30	9201,97	818,975	75,34
4	0,30	0,31	0,145	0,119	0,33	12269,30	4048,869	587,08	69,86

**d. Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 258,575 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 17,21 \text{ Kg.m}$$

**e. Moments dus aux charges réparties (poids propre):**

• **Chargement :**

$$L_x=1,80 \text{ m}$$

$$L_y=1,90 \text{ m} \quad h_0=25 \text{ cm}$$

- poids propre :  $G=0,25 \times 2500 = 625 \text{ kg/m}$

- charge d'exploitation :  $Q = 100 \text{ Kg/m}$

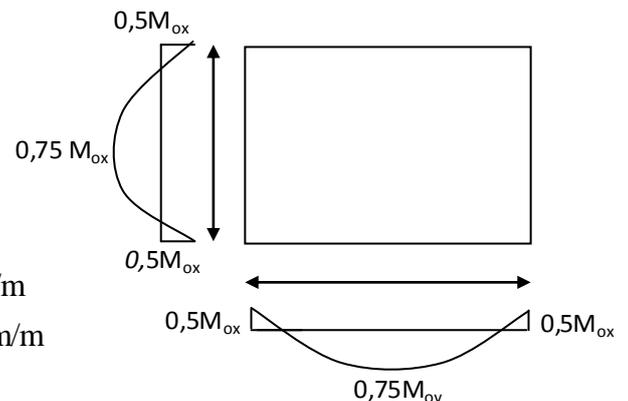
Charge ultime:  $qu=1,35G+1,5Q=993,75 \text{ kg/m}$

• **Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,80}{1,90} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 204,03 \text{ kg.m/m} \\ M_{y2} = 176,718 \text{ kg.m/m} \end{cases}$$



**Figure.3.6.3.** Evaluation des charges appliquée à la dalle

- **Les moments appliqués à la dalle:**

$$M_{0X} = M_{X1} + M_{X2} = 258,575 + 204,03 = 462,605 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_{0Y} = M_{Y1} + M_{Y2} = 17,21 + 176,718 = 193,928 \text{ kg.m/ml}$$

- **Moments retenus :**

**En travée:**

$$M_{tx} = 0,75.M_{0X} = 246,953 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,75.M_{0Y} = 145,446 \text{ kg.m/ml}$$

**Sur appuis:**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5.M_{0X} = 231,3025 \text{ kg.m/ml}$$

### 3.6.4. Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1 m) de largeur

**Données :**

- Largeur de la poutre  $b=100\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h=25\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0,9h=22,5 \text{ cm}$ .
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400 \text{ Mpa}$ ,  $\sigma_s=348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$ ,  $f_{bc}=14,17\text{Mpa}$ .
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1 \text{ Mp}$
- Fissuration peu préjudiciable

✓ **En travée :**

- **Sens  $L_x$  :**

Le moment ultime:  $M_{tx} = 346,953 \text{ kg.m}$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3469,53}{100 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,004 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 0,00501 \xrightarrow{\text{tableau}} Z = 0,2245 \text{ m}$$

La section d'acier ( $A_{s_x}$ ):  $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3469,53}{22,45 \times 348} = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Sens  $L_y$ :**

Le moment ultime:  $M_{ty} = 145,446 \text{ kg.m} = 1454,46 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1454,46}{100 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,00202 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 0,00253 \xrightarrow{\text{tableau}} z = 0,22477 \text{ m}$$

La section d'acier ( $A_{s_x}$ ):  $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1453,45}{22,47 \times 348} = 0,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✓ **Sur appui:**

Le moment ultime:  $M_{ax} = M_{ay} = 231,3025 \text{ kg.m} = 2313,025 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2313,025}{100 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,0032 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 0,0008 \rightarrow Z = 0,2249\text{m}$$

La section d'acier ( $A_{s_x}$ ):  $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2313,025}{22,49 \times 348} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✓ **Section minimale des armatures:**

Puisque  $h_0 = 25 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ )

On peut appliquée la formule suivante:

• **Sens Ly:**

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 (\text{m}) = 8 \cdot 0,25 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_y} = A_{y \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_y} = A_{y \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

• **Sens Lx:**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left( \frac{3 - 0,9}{2} \right) = 2,10 \text{ cm}^2 / \text{mL}.$$

$$\begin{cases} A_{t_x} = 0,37 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_x} = A_{x \min} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_x} = A_{x \min} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

**Choix des aciers:**

Le diamètre:  $h_0 = 25 \text{ cm} = 250 \text{ mm}$

$$\text{On à : } \phi \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 25 \text{ mm}.$$

✓ **En travée:**

• **Sens Lx:**

$$\begin{cases} A_{t_x} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Sens Ly:**

$$\begin{cases} A_{t_y} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$St_y \leq 45 \text{ cm}$$

✓ **Sur appuis (chapeaux):**

$$\left\{ \begin{array}{l} Aa=2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St=25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Nécessité de disposer des armatures transversales :**

1) La dalle est bétonnée sans reprise :

$$2) \tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\text{avec : } \tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d}; \text{ et } \overline{\tau} = \frac{10.h_0}{3} \cdot \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_v & \text{Sens Lx} \\ V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

• **On calcule Vx et Vy:( efforts tranchants dus aux charges réparties):**

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} & ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 9,93 \times \frac{1,80}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 6,163 \text{ N}$$

Donc :

$$V_y = \frac{9,93 \cdot 2}{3} = 6,62 \text{ KN}$$

• **On calcule Vv et Vu (efforts tranchants dus aux charges localisées):**

$$V_v = \frac{p_u}{2u + v} = \frac{1502,99}{2 \times 0,35 + 0,35} = 14,314 \text{ KN}$$

$$(V_v = \frac{p_u}{3 \cdot u} \leq V_u) \Leftrightarrow \frac{1502,99}{3 \cdot 0,35} = 14,314 \text{ KN}$$

Comme (u=v=35 cm)  $\Rightarrow V_u = V_v = 14,314 \text{ KN}$

• **Donc l'effort total V<sub>tot</sub> :**

$$\text{— Sens Lx : } V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 6,16 + 14,314 = 20,47 \text{ KN}$$

$$\text{— Sens Ly : } V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 6,16 + 14,314 = 20,47 \text{ KN}$$

D'où:  $V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot}x}, V_{\text{tot}y})$

$$V_{\text{tot}} = 20,75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{20,75.10^3}{1000.225} = 0,092 \text{ MPa.}$$

15cm < h<sub>0</sub> = 25cm < 30cm on vérifiée que :

Donc:  $\tau_u < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10.h_0}{3} . \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa})$

$$\tau_u = 0,13\text{MPa} < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10.0,25}{3} . \min(3,25 ; 5\text{Mpa}) = 2,703 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 3.6.5. Les vérifications à L'E.L.S :

#### a. Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

- charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2) p'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) p'_{ser} \quad \text{Avec: } v = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} . S' = \frac{P_{aser}}{u.v} . S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u.v}; \quad P_{aser} = (G + Q) . \frac{1}{4}$$

$$P_{aser} = (3703,32 + 675) . 1/4 = 1094,58 \text{ kg}$$

$$\text{Donc: } q_{ser} = 1094,58 / (0,35)^2 = 8935,346 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 8935,346 . S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau : 3.6.3.** Les moments isostatiques des rectangles

rectangle	U/Lx	V/Ly	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S'(m <sup>2</sup> )	P' <sub>ser</sub> =q <sub>ser</sub> .S'	M <sub>0x</sub> (kg.m)	M <sub>0y</sub> (Kg.m)
1	0,69	0,68	0,073	0,062	1,625	14519,92	1209,25	1112,22
2	0,30	0,68	0,11	0,070	0,75	6388,76	792,206	72,882
3	0,69	0,31	0,089	0,092	0,75	6701,50	719,74	79,027
4	0,30	0,31	0,145	0,119	0,33	2948,66	497,73	73,664

- Moment due aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 195,034 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 1033,981 \text{ kg.m/m}$$

- Moment due aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,25.2500 = 625 \text{ Kg/m}^2; \text{ ep} = 25 \text{ cm}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2 .$$

$$Q_{ser} = 100 + 675 = 775 \text{ Kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,94 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,94 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0,9087 \end{cases}$$

$$M_{oxr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0491 \cdot 775 \cdot (1,80)^2 = 123,290 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_{oyr} = \mu_y \cdot M_{oxr} = 0,9087 \cdot 123,290 = 112,033 \text{ kg.m/ml}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 195,034 + 123,290 = 318,324 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 1033,981 + 112,033 = 1146,0138 \text{ kg.m/ml}$$

**Les moments en travées et en appuis :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 238,743 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 859,510 \text{ kg.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 159,806 \text{ Kg.m}$$

**b. vérification des contraintes dans le béton :**

• **Suivant  $L_x$  :**

— **En travée :**

$$M_{tx} = 2387,43 \text{ N.m} ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

— **Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On a :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 47,1(22,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 4,15 \text{ cm}$$

— **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (4,15)^3/3 + 15 \cdot 3,14(22,5 - 4,15)^2$$

$$I = 18242,07 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = (2387,43 / 18242,07) \cdot 4,15 = 5,43 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton  $\bar{\sigma}_{bc}$  :

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 5,43 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

- **Suivant  $L_y$ :**

- **En travée :**

$$M_{t_y} = 8595,10 \text{ N.m} \quad ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; A' = 0$$

**Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On a :

$$A_s' = 0 \quad ; \text{et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 47,1(22,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 4,15 \text{ cm}$$

- **Calcul du moment d'inertie:**

$$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (4,15)^3/3 + 47,1(22,5 - 4,15)^2$$

$$I = 18242,07 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 8595,10 \cdot 4,15 / 18242,07 = 1,95 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton  $\bar{\sigma}_{bc}$  :

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1,95 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

**c. Disposition du ferrailage:**

- **Arrêt des barres :**

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

$$Fe400 \quad ; f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \cdot 1 = 40 \text{ cm.}$$

\* Cas des charges uniformes.

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour et ancrés au de la de celui-ci.

- **Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max \left( L_s ; \frac{1}{4} \left( 0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max (40 \text{ cm} ; 36 \text{ cm}).$$

$L_1=40\text{cm}$ .

$L_2=\max(L_s, L_1/2) = \max(40\text{cm} ; 20\text{cm})$

$L_2=40\text{cm}$

- **Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un sur deux dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au  $L_x/10$  de la portée.

$$L_x/10=190/10=19\text{ cm}$$

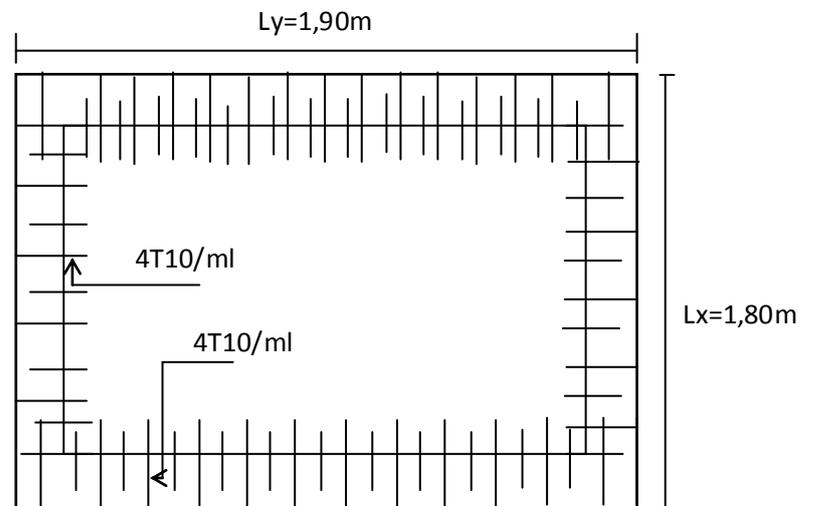
- **Armatures finales :**

Suivant  $L_x$  :  $A_t=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$  soit  $4\text{T}10/\text{mL}$  avec  $S_t=25\text{cm}$

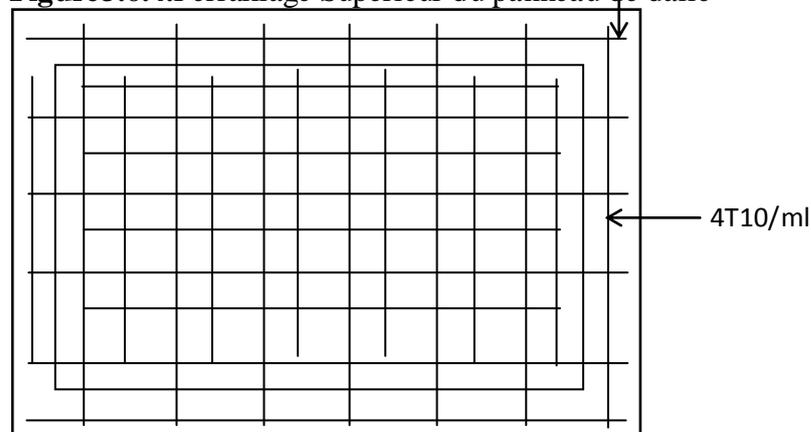
$$A_a=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$$
 soit  $4\text{T}10/\text{mL}$  avec  $S_t=25\text{cm}$

Suivant  $L_y$  :  $A_t=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$  soit  $4\text{T}10/\text{mL}$  avec  $S_t=25\text{cm}$

$$A_a=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$$
 soit  $4\text{T}10/\text{mL}$  avec  $S_t=25\text{cm}$



**Figure 3.6.4.** Ferrailage Supérieur du panneau de dalle  $4\text{T}10/\text{ml}$



**Figure 3.6.5.** Ferrailage Inférieur du panneau de dalle

## 4. Etude dynamique de la structure :

### 4.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les Contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la Surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont Plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le Comportement dynamique de l'ouvrage.

### 4.2. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accéléro-grammes

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique 01 groupe d'usage 02.

### 4.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**SAP2000**).

#### 4.3.1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### 4.3.2. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliqué.

#### 4.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse:

La force sismique totale  $v$ , appliquée à la base de la structure

$$V = ( A \times D \times Q / R ) W$$

Avec :  $A$  : coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment.

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen.

$R$  : coefficient de comportement globale de la structure.

$Q$  : poids total de la structure.

- **Coefficient d'accélération A :**

Zone I, groupe 1B, (D'après la classification sismique de wilaya de Tlemcen : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient :  $A=0,10$

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

$R = 5$  portique auto stable sans remplissage en maçonnerie)

- **Facteur de qualité Q :**

- a. **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporte à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est  $< 1,5$ .

- **sens longitudinal (6 travée) :**

$$5,50/4,10=1,34 < 1,5$$

$$5,50/5,50=1 < 1,5 \text{ critère observé } pq = 0$$

$$4,10/5,50=0,74 < 1,5$$

- **sens transversal (5 travées) :**

$$5,00/5,00=1 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } pq = 0$$

- b. **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques;ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- **sens longitudinal : (4 files) :**

$$L_{\max} / L_{\min} = 5,50 / 4,10 = 1,34 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } pq = 0$$

- **sens transversal (5files) :**

$$L_{\max} / L_{\min} = 5,50 / 5,50 = 1 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } pq = 0$$

- c. **Régularité en plan :**

- Le bâtiment ne présente pas une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La structure a une force compacte, et le rapport : Longueur / largeur =  $28,45 / 22,00 = 1,29 < 4$
- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.
- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier. Donc le critère est observé  $pq = 0$

- d. **Régularité en élévation :**

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont ça charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs dépasse 20%.

- la plus grande dimension latérale du bâtiment n'exède pas 1,5fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée irrégulièrement en élévation parce qu'il y a deux critères qui n'est pas respecté  $p_q = 0$

**e. Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$$p_q = 0,05$$

**f. Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. On considère que ce critère est non observé :  $p_q = 0.10$

**Tableau 4.1** : Pénalité en fonction de critère de qualité

critère q	Pq la somme	
	Sens longitudinal	sens transversal
Condition minimales sur les files de contreventement	0,00	0,00
redondance en plan	0,00	0,00
régularité en plan	0,00	0,00
régularité en élévation	0,00	0,00
contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
la somme	0,15	0,15
$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$		

**Tableau 4.3** : RPA 99V2 003, page 38

Sens longitudinal  $\rightarrow Q_x = 1 + 0,15 = 1,15$

Sens transversal  $\rightarrow Q_y = 1 + 0,15 = 1.15$

- **Facteur de correction d'amortissement "η" :**

$$\checkmark \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{Formule 4.3 : RPA 99 p41}$$

- Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

✓ = 7 % pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

Donc :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} \Rightarrow \eta = 0,8819.$

- Période T1 et T2 du site considérée S3 :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15. \\ T_2 = 0,40. \end{array} \right.$$

- Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99, p34)

$$(S_a / g) = \left\{ \begin{array}{ll} 1,25A [1+ (T/T_1) (2,5\eta (Q/R)-1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R)(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A)(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{3/5}(Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{array} \right.$$

- Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = 1.35 * G + 1.5Q \\ ELS = G + Q \\ G + Q \mp 1.2 * E \\ G + Q \mp E \\ 0.8 * G \mp E \end{array} \right.$$

- Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique  $T = C_T * h_N^{\frac{3}{4}}$

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA99/v2003 page 45.

$$C_T = 0.05 \Rightarrow T = 0.05 * (34)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T = 0.704s$$

D'après le RPA99v2003 : la valeur de T calculés ne doit pas dépasser 30% de celle estimé à partir des formules empiriques.

**Période fondamentale de la structure =0,70s**

$$T=07 \times 1,3=0,91s$$

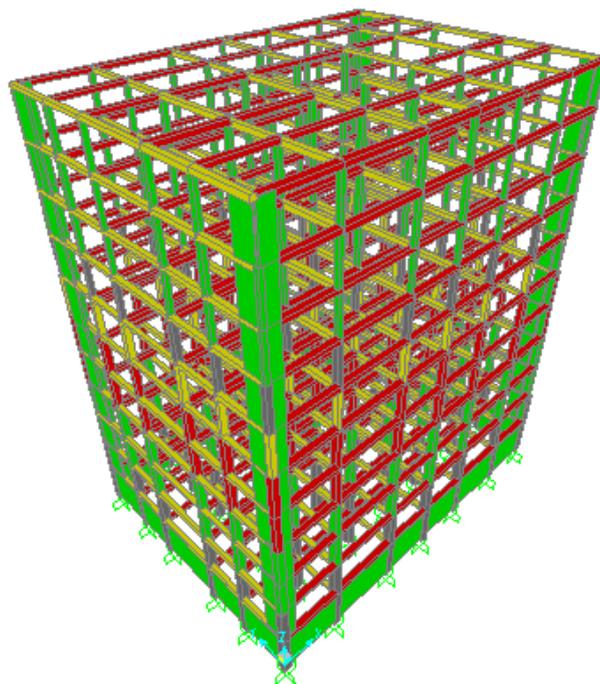
#### 4.4. MODELISATION :

Notre structure est irrégulière donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99 P51, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encasté à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (*notion de diaphragme*).

**Les dispositions des voiles :**

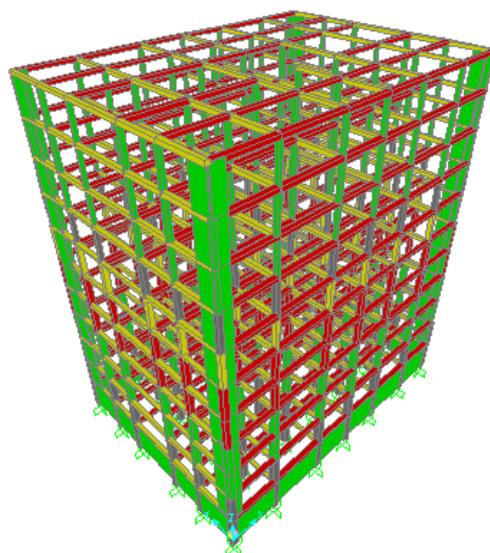
Les différentes variantes sont les suivantes :

**T=1,84s**



**Figure 4.1.** Disposition 1 des voiles

**T =1,47 s**



**Figure 4.2.** Disposition 2 des voiles

**T=1,20 s**

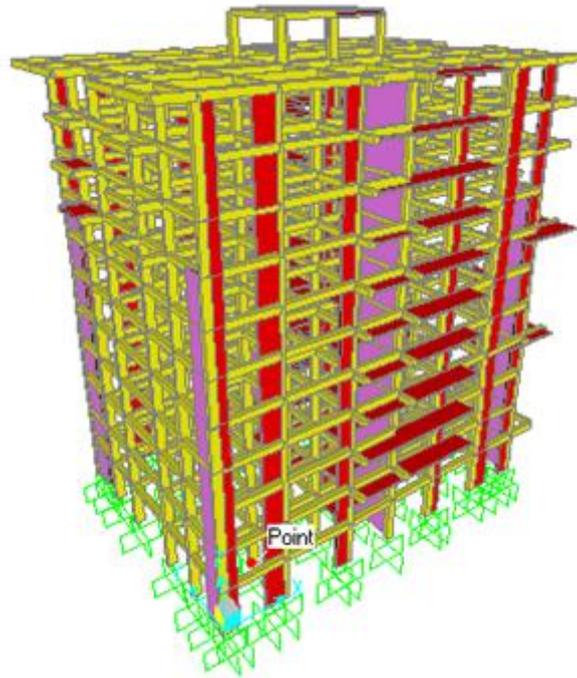


Figure 4.3.Disposition3 des voiles

$T=1,13$  s

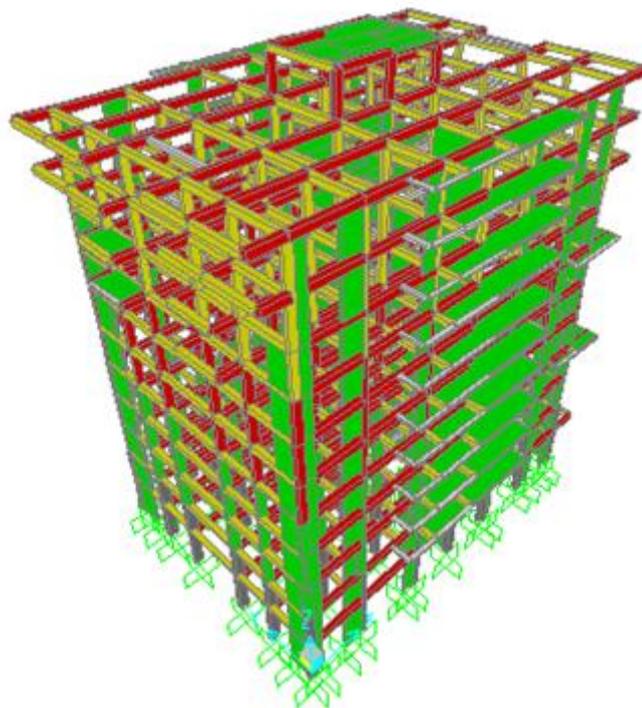


Figure.4.4.Dipostion4 des voiles

#### 4.5. Poids total de la structure :

Selon le RPA il faut prendre la totalité des charges permanente avec une fraction  $\beta$  des charges d'exploitation d'après le tableau (4.5 RPA99v2003 .p44).

W : poids total de la structure

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \text{ avec } n : \text{ le nombre de niveau}$$

$$w_i = w_{gi} + \beta * w_{qi}$$

Avec  $\beta = 0.20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, on a le tableau suivant qui est donnée par le logiciel SAP2000

**Tableaux 4.2 : Poids des différents niveaux**

Niveau (m)	Masses ( KN )
10	669,775
09	659,78
08	714,60
07	689,50
06	698,875
05	662,50
04	680,4
03	719,44
02	676,52
01	709,11
RDC	797,45
MASSE TOTALE	7677 ,95

#### 4.6. Calcul de la force sismique :

D'après le **RPA 99 V2003** (article **4.3.6, p54**) 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/Vt**.

Après analyse, on obtient les résultats suivants/

$$V_{xdyn} = 3291,125KN$$

$$V_{ydyn} = 2705,353KN$$

- **Méthode statique équivalente (Vérification)**

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W$$

Avec

- $A=0,1$
- $D=?$

Période fondamentale du RPA  $T = C_T \cdot h_n^{3/4} = 0,05(34)^{3/4} = 0,704 s$

- $\eta = 0,8819$
- $T_1 = 0,15$  ,  $T_2 = 0,40$
- Donc  $D = 2,5 \times 0,8819 \times \left( \frac{0,15}{0,704} \right)^{2/3} \rightarrow D=0.786$
- $Q_x=1.15$
- $Q_y=1.15$
- $R=5$
- $W$  : poids total de la structure.  $W=7677,95KN$

$$\text{Donc } V_{xst} = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,10 \times 0,786 \times 1,15}{5} \times 7677,95 = 608,1298 KN$$

$$V_{yst} = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,10 \times 0,786 \times 1,15}{5} \times 7677,95 = 608,1298 KN$$

$$V_{xdyn} = 3291,125 KN > 0.8 V_{xst} = 0.8 \times 608,1298 = \mathbf{486,5038 KN} \rightarrow CV$$

$$V_{ydn} = 2705,353 KN > 0.8 V_{yst} = 0.8 \times 608,1298 = \mathbf{486,5038 KN} \rightarrow CV$$

#### 4.7. Calcul des déplacements :

$$R. \delta(x, y) < 1/100 * H \dots \dots \dots (m)$$

Avec:

$H$ : la hauteur totale de bâtiment

$R=5$  : coefficient d'équivalence

$\delta(x, y)$ : sont les déplacements suivants x et y

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau.4.3.du déplacement au sens longitudinal

<b>Sens longitudinal</b>			
<b>Niveaux</b>	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k=R .\delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k -\delta_{k-1}$
<b>11</b>	0,004	0,02	/
<b>10</b>	0,003	0,015	0,005
<b>9</b>	0,003	0,015	0,00
<b>8</b>	0,003	0,015	0,00
<b>7</b>	0,003	0,015	0,00
<b>6</b>	0,003	0,015	0,00
<b>5</b>	0,003	0,015	0,00
<b>4</b>	0,003	0,015	0,00
<b>3</b>	0,003	0,015	0,00
<b>2</b>	0,003	0,015	0,00
<b>1</b>	0,003	0,015	0,00

Tableau.4.3.du déplacement au sens transversal

<b>Sens transversal</b>			
<b>Niveaux</b>	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k=R .\delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k -\delta_{k-1}$
<b>11</b>	0,005	0,025	/
<b>10</b>	0,004	0,02	0,005
<b>9</b>	0,004	0,02	0,00
<b>8</b>	0,004	0,02	0,00
<b>7</b>	0,004	0,02	0,00
<b>6</b>	0,004	0,02	0,00

<b>5</b>	0,004	0,02	0,00
<b>4</b>	0,004	0,02	0,00
<b>3</b>	0,004	0,02	0,00
<b>2</b>	0,004	0,02	0,00
<b>1</b>	0,004	0,02	0,00

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage

1,0%  $h_e=0,34$ ; donc la **condition est vérifiée.**

## 5.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons calcul.

## 5.2. Les poteaux :

### 5.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul

- Combinaisons fondamentales : « 1<sup>er</sup> genre » **BAEL 91**

$$\begin{cases} 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots\dots\dots (\text{ELU}) \\ G + Q \dots\dots\dots (\text{ELS}) \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles : « 2<sup>ème</sup> genre » **RPA 99**

$$G + Q \pm 1,2 \times E$$

### 5.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

- $\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots\dots \text{RPA 99V2003, P72, §7.4.3.2}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

-  $\lambda_g$  : est l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) \dots\dots \text{RPA 99V2003,}$$

Avec :

**a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, **L<sub>f</sub>** longueur de flambement du poteau.

Tableau5.1. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteaux(cm <sup>2</sup> )	T (Kn)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
S.S(70*40)	37,5331	0,134	3,4	0.04	1	C.V
R.D.C(70*40)	36,6857	0,131	3,06	0.04	1	C.V
1 <sup>ème</sup> (65*35)	35,3294	0.155	3,29	0.04	1	C.V
2 <sup>ème</sup> (65*35)	33,5177	0.147	3,29	0.04	1	C.V
3 <sup>ème</sup> (65*35)	31,0408	0.136	3,29	0.04	1	C.V
4 <sup>ème</sup> (60*30)	28,1776	0.156	3,57	0.04	1	C.V
5 <sup>ème</sup> (60*30)	24,815	0.137	3,57	0.04	1	C.V
6 <sup>ème</sup> (60*30)	20,8712	0,115	3,57	0.04	1	C.V
7 <sup>ème</sup> (55*30)	16,3872	0,099	3,89	0.04	1	C.V
8 <sup>ème</sup> (55*30)	11,1933	0,067	3,89	0.04	1	C.V
9 <sup>ème</sup> (55*30)	5,8930	0,035	3,89	0.04	1	C.V

Tableau.5.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales

Poteaux(cm <sup>2</sup> )	Nd(KN)	Bc(cm <sup>2</sup> )	$f_{c28}$	$V = Nd/Bc \times f_{c28}$	Observation ( $V < 0,3$ )
S.S (70×40)	1398,136	(70×40)	25	0,020	CV
R.D.C(70×40)	1398,136	(70×40)	25	0,020	CV
1 <sup>er</sup> étag(65×35)	1020,295	(65×35)	25	0,018	CV
2 <sup>e</sup> étag(65×35)	1020,295	(65×35)	25	0,018	CV
3 <sup>e</sup> étag(65×35)	1020,295	(65×35)	25	0,018	CV
4 <sup>e</sup> étag(60×30)	132,241	(60×30)	25	0,029	CV
5 <sup>e</sup> étag(60×30)	132,241	(60×30)	25	0,029	CV
6 <sup>e</sup> étag(60×30)	132,241	(60×30)	25	0,029	CV
7 <sup>e</sup> étag(55×30)	163,122	(55×30)	25	0,0395	CV

8 <sup>e</sup> étage(55×30)	163,122	(55×30)	25	0,0395	CV
9 <sup>e</sup> étage(55×30)	163,122	(55×30)	25	0,0395	CV

### 5.2.3. Calcul du ferrailage longitudinal :

- **Calcul de ferrailage des poteaux :**

On va prendre un seul type de poteau et on le calcul en flexion composé et le reste sera calculé avec le logiciel « SOCOTEC »

**Soit le poteau du 1<sup>er</sup> étage :**

$$N_u = 1020,295 \text{ KN}$$

$$M_u = 82,73 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,65 \text{ m} \Rightarrow d = 0,9 \cdot h = 0,315 \text{ m}$$

$$h = 0,35 \text{ m} \Rightarrow d' = 0,1 \cdot h = 0,035 \text{ m}$$

- **l'excentricité :**

$$e = M_u / N_u = 0,081 \text{ m}$$

$$e_a = e + h/2 + d' = 0,291 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{ua} = N_u \times e_a = 296,90 \text{ Kn.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 0, < (0,337 - 0,81d'/d)bd^2f_{bc} = 0,$$

$$\Rightarrow \text{ZONE(1)} = \text{S.P.C}$$

On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} N: \text{ de compression} \\ C \text{ a l'intérieur entre G et A2} \\ C \text{ proche de A2} \end{array} \right.$$

Condition des zones

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = 0,028 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,036$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,311 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[ \frac{M_{ua}}{Z} + N_u \right] = 51,43 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

Donc : on va ferrailer avec  $A_{min}$ .

Le ferrailage sera calculé à l'aide du logiciel « SOCOTEC » et on compare avec le Minimum du **RPA** ( $A_{min}$ ).

Le bâtiment est implanté dans la zone I (Tlemcen), le ferrailage minimum est de (0,7% de la section).

Tableau.5.3.Ferrailage des poteaux

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	Section de socotec (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversale(RPA)		
				Section (cm <sup>2</sup> )	choix	t (cm)	t' (cm)	At
SS	70×40	19,6	7,83	19,91	4T12+10T14	10	15	φ10
RDC	70×40	19,6	7,83	19,91	4T12+10T14	10	15	φ10
1	65×35	15,925	6,13	16,03	6T14+6T12	10	15	φ10
2	65×35	15,925	6,13	19,91	6T14+6T12	10	15	φ10
3	65×35	15,925	6,13	19,91	6T14+6T12	10	15	φ10
4	60×30	12,6	5,95	13,76	4T12+6T14	10	15	φ10
5	60×30	12,6	5,95	13,76	4T12+6T14	10	15	φ10
6	60×30	12,6	5,95	13,76	4T12+6T14	10	15	φ10
7	55×55	11,55	6,44	12,32	8T14	10	15	φ10
8	55×55	11,55	6,44	12,32	8T14	10	15	φ10
9	50×50	11,55	6,44	12,32	8T14	10	15	φ10

#### 5.2.4. Calcul des armatures transversales

A l'aide de la formule suivante on calcule Les armatures transversales des poteaux :

- $\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right)$  .....BAEL 91 modifié 99, page 196

-Avec  $\Phi_t$  : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$$\Phi_t \leq \min(1,57; 3; 1,2) \Rightarrow \Phi_t \leq 1,2 \text{ cm.}$$

On adopte: « Φ10 ».

**Calcul de l'espacement : « RPA 99 V2003 page 50 »**

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10 \Phi_t ; 15 \text{ cm})$  .....Zone I.
- Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \Phi_t$  .....Zone I.

$$\Rightarrow \begin{cases} t \leq \min(12;15)cm \leq 12cm \\ t' \leq 18cm \end{cases}$$

Pour la raison de pratique on adopte un espacement pour tous les poteaux :  $\begin{cases} t = 10cm \\ t' = 15cm \end{cases}$

### Recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA99** est de :

- **40 Φ en Zone I**..... **RPA99 V2003; page 69**
- $\Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$ , alors on adopte :  $L_r = 65 \text{ cm}$ .
- $\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$ , alors on adopte :  $L_r = 60 \text{ cm}$ .
- $\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$ , alors on adopte :  $L_r = 50 \text{ cm}$

### 5.3. Les poutres :

- Le calcul des poutres se fait en flexion simple
- Les combinaisons d'action sont les suivantes :
- La combinaison fondamentale **BAEL 91** :
  - $1,35 \times G + 1,5 \times Q$  « **ELU** ».
- Combinaisons accidentelles **RPA 99V2003** :
  - $G + Q \pm E$ .
  - $0,8 \times G \pm E$ .

Pour les combinaisons fondamentale et accidentelle, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison **ELS**

#### 5.3.1. Exemple d'étude d'une « Poutre principale »

On va prendre comme un exemple de calcul : « Poutre principale situé au plancher du R.D.C».

##### 5.3.1.1. Calcul des armatures longitudinales :

**Tableau 5.4.**Sollicitation de la poutre principale

Section [cm <sup>2</sup> ]	ELU		ELS	
	$M_t$ [Kn.m]	$M_a$ [Kn.m]	$M_{st}$ [Kn.m]	$M_{sa}$ [Kn.m]
<b>40×50</b>	63,91	115.28	45.15	90.05

## a. Ferrailage en travée :

## • ELU(1,35G+1,5Q)

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{63,91 \times 10^{-3}}{0,40 \times (0,45)^2 \times 14,17} = 0,055$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$  donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,071$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,43m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{63,91 \times 10^{-3}}{0,43 \times 348} = 3,87 cm^2$$

Ferrailage choisi est de **4T14 de section 4,62cm<sup>2</sup>**

## • Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(2cm^2; 2,17cm^2)$$

Donc :  $A_{st} = 4,62cm^2 > 1,96cm^2 \dots\dots\dots$  **C.V**

## • Armatures minimales

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{min} = 0,005 \times 40 \times 50 = 10 cm^2$$

## • Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,87}{4} = 0,98cm^2$$

On adopte: **Ar= 3,39 cm<sup>2</sup> = 3T12**

## • Vérification a ELS(G+Q)

$$M_{tser} = 45,15 KN.m$$

ELS	Section	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	40*50	12,29	92710,44	0,059	C.V

- **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$A_{st} = \eta \frac{M_{ser}(d-y)}{I} = 15 \frac{45,15 \times 10^3 (45 - 12,29)}{92710,44} = 238,94 \text{ MPa}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

**b. Ferrailage en appui**

ELU	Mt KN/M	$\mu_u$	$\alpha$	Z(m)	$A_{st}$	Ferrailage choisis
Appui	115,28	0,100	0,131	0,426	7,04	3T14+3T12=8,01cm <sup>2</sup>

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(2 \text{ cm}^2; 2,17 \text{ cm}^2)$$

Donc : 8,01 cm<sup>2</sup> > 1,46 cm<sup>2</sup> ..... **C.V**

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 2,005 \text{ cm}^2$$

On adopte: **Ar= 3,39 cm<sup>2</sup> = 3T12**

- **Armature minimal :**

$$A_{st} + A_{sc} = 4,62 + 8,01 = 12,63 > A_{min} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- **Vérification a ELS :**

Le moment maximum en travée  $M_{s t \max} = 90,05 \text{ Kn.m}$

Il faut vérifier que  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{115,28}{90,05} = 1,280 \Rightarrow \frac{1,280 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39$$

$\Rightarrow \alpha = 0,131 < 0,39 \dots \dots \dots \text{C.V}$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- **Calcul de l'espacement :**

Vérifier selon le RPA99 V2003 page76

-Dans la zone nodale :  $s \leq \text{Min}(\frac{h}{4}; 12\Phi_1; 30)\text{cm}$  .-Dans la zone courante :  $s' \leq \frac{h}{2}$  .

$\Phi_1$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

### 5.3.2. Poutres principales :

$$\begin{cases} s \leq \text{Min}(\frac{50}{4}; 12 \times 1.4; 30) = 12,5\text{cm} \\ s' \leq \frac{50}{2} = 25\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} s = 10\text{cm} \\ s' = 20\text{cm} \end{cases}$$

#### 5.3.2.1. Ferrailages Poutres Secondaires : (40.40) cm<sup>2</sup>

Avec les mêmes calculs et les mêmes vérifications, on obtient le ferrailage suivant:

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_u^t = 16,75 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^t = 12,40 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow A_t = 2T14 + 2T12 = 5,34\text{cm}^2$$

$$\text{En appui: } \begin{cases} M_u^a = -22,67 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^a = -30,63 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow A_a = 3T14 = 4,62\text{cm}^2$$

**Poutre secondaire :**

$$\begin{cases} s \leq \text{Min}(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2; 30) = 10\text{cm} \\ s' \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} s = 10\text{cm} \\ s' = 15\text{cm} \end{cases}$$

### 5.3.3 Détermination des armatures transversales

D'après le « **BAEL 91**, modifié **99** » on a la condition suivante :

- $\Phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1)$

Avec  $\Phi_1$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min(1.42; 4; 1.4)$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq 1,4\text{cm}$$

$$\Rightarrow : \Phi_t = 8\text{mm}$$

Tableau5.5. Ferrailage des poutres principales

niveau	section (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA cm <sup>2</sup>	Armatures longitudinales				Armatures transversales	
			Travée		Appuis		St(R.P.A99)	
			A <sub>st cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st choisi</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>scal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sa choisi</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zn(cm)	Zc(cm)
SS,RDC,1 ....9 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale (40×50)	7,5	5,23	4T14 =4,62	21,49	3T12+ 3T14 = 8,01	10	15

Tableau5.6. Ferrailage des poutres secondaires

niveau	section (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA cm <sup>2</sup>	Armatures longitudinales				Armatures transversales	
			Travée		Appuis		St(R.P.A99)	
			A <sub>st cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st choisi</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>scal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sa choisi</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zn(cm)	Zc(cm)
SS,RDC,1 ....9 <sup>ème</sup> étage	Poutre secondaire (40×40)	8	1,22	2T12+2 T14 = 5,34	1,66	2T12 + 2T14 = 5,34	7,5	15

### 5.3.Etude des voiles:

#### 5.4.1. Introduction:

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

#### 5.4.2. Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

#### 5.4.3. Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

#### 5.4.4. Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

#### 5.4.5. Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1)  $1,35G + 1,4 Q$  (ELU)
- 2)  $G + Q$  (ELS)
- 3)  $G+Q \pm 1,2E$

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales.
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) .
- armatures transversales.

#### 5.4.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau 5.7 :** Pré dimensionnement des voiles

<b>Voiles</b>	SS+1 <sup>er</sup> étage	2,3,4,5,6,7,8,9
<b>Epaisseur(cm)</b>	20	25

**5.4.7. Calcul de ferrailages du voile :**

Les sollicitations des voiles :

Dans le tableau suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel **SAP 2000** :

**Tableau.5.8.** Tableau récapitulatif des sollicitations des voiles

NIVEAU	Combinaison	F <sub>11</sub> [KN]	M <sub>11</sub> [KN]	F <sub>22</sub> [KN]	M <sub>22</sub> [KN]	V <sub>13</sub> [KN]
SS+1 <sup>er</sup> étage	1,35×G+1,5×Q	651,57	3,96	873,96	19,81	3,51
	G+Q±1.2E	443,32	1.48	771,71	17,72	3,08
2,3,4,5,6,7,8,9	1,35×G+1,5×Q	836,14	5,71	1157,41	28,58	6,02
	G+Q±1,2E	698,39	4,71	1071,91	23,55	5,64

**5.4.7.1. Vérification des contraintes tangentielle:****Tableau.5.9:** Vérifications des contraintes

NIVEAU	V(KN)	τ <sub>b</sub> (MPA)	τ <sub>b</sub> =0,2×f <sub>c28</sub>	τ <sub>b</sub> =0,06×f <sub>c28</sub>
	ELU	ELU		
SS+1 <sup>er</sup> étage	3,51	0,0195	5	1,5
2,3,4,5,6,7,8,9	6,02	0,0267	5	1,5

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,2 f_{c28} \Rightarrow 0,0195 \leq 5 \dots\dots\dots C.V$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{les armatures diagonale } A_d = 0.$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,2 f_{c28} \Rightarrow 0,0267 \leq 5 \dots\dots\dots C.V$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{les armatures diagonale } A_d = 0.$$

**5.4.7.2. Calcul des armatures des voiles :**

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section ( $0,20\text{m} \times 1\text{ml}$ ) pour SS+RDC et ( $0,25\text{m} \times 1\text{ml}$ ) pour les étages courants.

Les armatures sont constituées de deux nappes dans les deux sens (*verticales, horizontales*)

- **Ferraillage vertical :**

voile20cm :  $\text{Min RPA} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Voile25cm:  $\text{Min RPA} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

- **Ferraillage horizontal :**

voile20cm:  $\text{Min RPA} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

voile25cm:  $\text{Min RPA} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**L'espaceur :**

- Voile20cm :

- **Selon le BAEL 91, on a :**

$St \leq \min \{2b, 33 \text{ cm}\}$

$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\}$

$St \leq 40\text{cm}$

- **Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :**

$St \leq \min \{1,5 b ; 30 \text{ cm}\}$

$St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\}$

$St \leq 30$

Donc :  $St \leq \min \{St_{BAEL}, St_{R.P.A99}\}$

$St \leq 20 \text{ cm}$

- Voile25cm :

- **Selon le BAEL 91, on a :**

$St \leq \min \{2b, 33 \text{ cm}\}$

$St \leq \min \{50, 33 \text{ cm}\}$

$St \leq 50\text{cm}$

- **Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :**

$St \leq \min \{1,5 b ; 30 \text{ cm}\}$

$St \leq \min \{37,5, 30 \text{ cm}\}$

$St \leq 37,5$

Donc :  $St \leq \min \{St_{BAEL}, St_{R.P.A99}\}$

$St \leq 20 \text{ cm}$

On adopte un espaceur de 15cm 'après le RPA :

➤ Le choix de la section des armatures verticales est  $6T12/\text{ml} = 6,79 \text{ cm}^2$

## 6. ETUDE DES FONDATIONS

### 6.1. Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure ( poteaux, poutres murs, voiles ) cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux)

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construit.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

### 6.2. Choix du type de fondation:

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un **radier** général

### 6.3. Dimensionnement :

La portée la plus grande entre axes des appuis  $L = 5\text{m}$

$$H \geq L/10$$

$$\text{D'où : } h_n \geq 50\text{cm.}$$

$h_d$ : l'épaisseur de la dalle.

$$h_d \geq L_{\max} / 20.$$

$$\text{D'où : } h_d \geq 25\text{cm.}$$

**1<sup>er</sup> proposition :**  $h_n = 60\text{ cm}$

$$h_d = 30\text{ cm}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

Donc on augmente les valeurs de  $h_n$ ,  $h_d$ .

**2<sup>ème</sup> proposition :**  $h_n = 100\text{ cm}$

$$h_d = 50\text{ cm}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

Donc on augmente pour la 2ème fois les valeurs de  $h_n$ ,  $h_d$ .

**3<sup>ème</sup> proposition :**

Nous avons opté pour une nervure de dimension «  $h_n = 120\text{cm}$ ,  $h_d = 70\text{cm}$  » pour vérifier le radier nervuré.

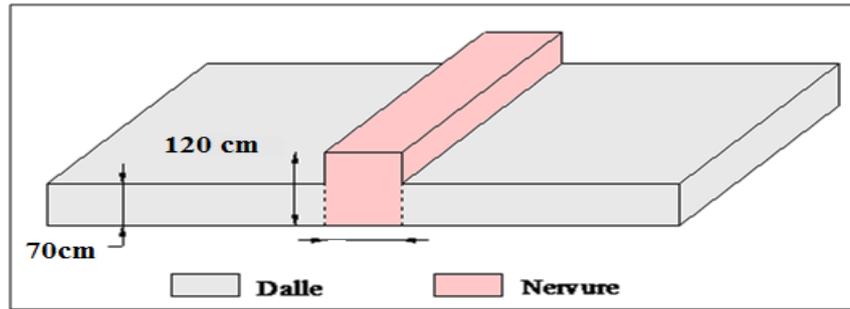


Figure.6.1.Dimensionnement du radier

**6.4. Vérification au poinçonnement : [BAEL 91/A.5.2.42]**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_U \leq 0,045 \times U_C \times h \times f_{c28} / \gamma_b .$$

Avec :

- $Q_u = 3907,234 \text{ KN}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 .$
- $U_c = [(u_0 + v_0) \times 2] = [(u + h + v + h) \times 2] = (u + h) \times 4 = (120 + 70) \times 4 = 760 \text{ cm}$

Charge limite :  $Q_{ul} = 0,045 \times U_c \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} .$

$$\Rightarrow Q_{ul} = 0,045 \times 7,60 \times 0,70 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \Rightarrow Q_{ul} = 3990 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow Q_u = 3907,23 \text{ KN} < Q_{ul} = 3990 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**6.5. Débordement « D » :**

$$D \geq \text{Max} \left[ \frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right] = 60 \text{ cm} .$$

On a essayé de faire des débords de 60cm sa na pas vérifier, nous avons augmenté chaque fois de 10 cm jusqu'à obtention d'un débord de D=1,50m pours satisfaire la condition si dessous

On adopte : **D = 1,50 m.**

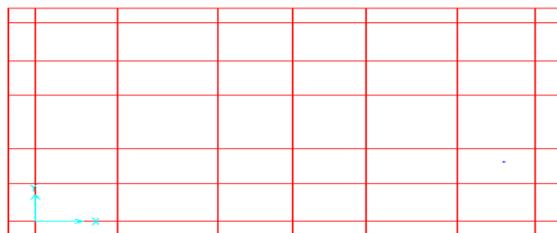


Figure.6.2:Débordement du radier

### 6.6. Vérification des contraintes :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol «  $\overline{\sigma_{sol}} = 1,5bar$  ».

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :  $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{sol}}$ .

$$\sigma_{b1} = z_{max} \times K.$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r}.$$

Avec :

$z_{max}$  : déplacement maximum « Uz » à l'ELS obtenu par le **SAP2000**.

$$z_{max} = 5,03 \times 10^{-3} m.$$

**K** : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol »

$$\Rightarrow K = 300 \text{ Kg/cm}^3 \text{ (tableau du module de réaction du sol)}$$

$F_z$ : réaction total de la structure à l'ELS obtenu par le **SAP2000**.

$$F_z = 96537,979 \text{ kN}.$$

$S_r$  : Surface du radier.

$$S_r = 711,08 \text{ m}^2.$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = z_{max} \times K = 0,00503 \times 300 = 1,50bar$$

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 1,50bar \leq \overline{\sigma_{sol}} = 1,50bar \dots\dots\dots \text{C.V}$$

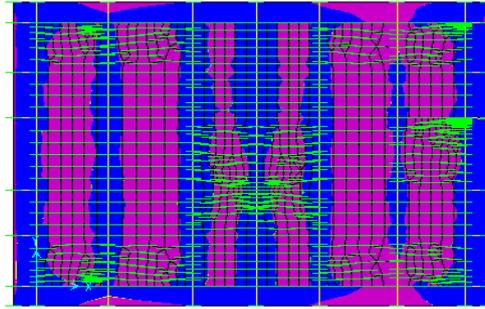
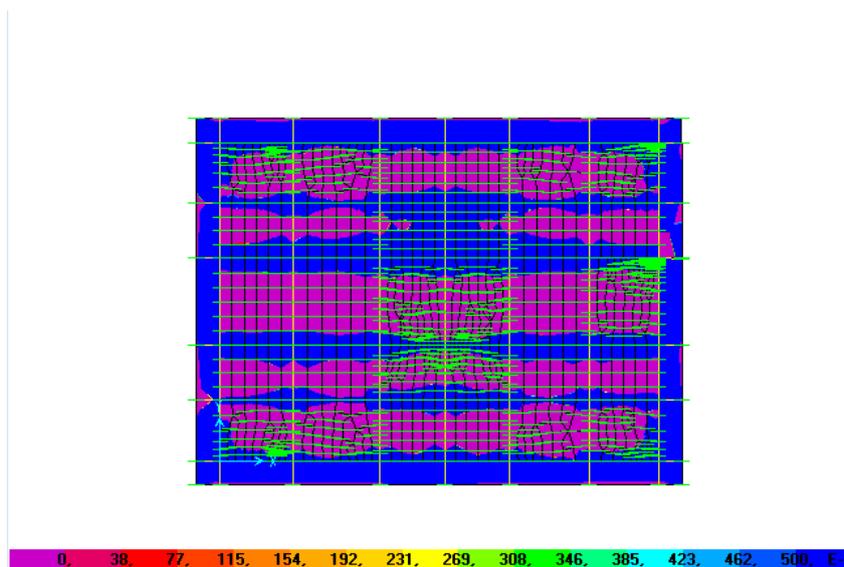
$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} = \frac{96537,99}{711,08} = 1,359bar$$

$$\Rightarrow \sigma_{b2} = 1,359bar \leq \overline{\sigma_{sol}} = 1,50bar \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\Rightarrow \sigma_{b2} = 1,359bar \leq \overline{\sigma_{sol}} = 1,50bar \dots\dots\dots \text{C.V}$$

### 6.6. Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel « **SAP2000** » on a obtenu les résultats suivants :

Figure.6.3: Moment:  $M_{11}$ «ELU»Figure 6.4: Moment:  $M_{22}$ «ELU»

## 6.7. Calcul du ferrailage :

### 6.7.1. Calcul de Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : «  $0,7 \times 1$  » $m^2$  et en deux direction, l'une suivant  $XX'$  et l'autre suivant  $YY'$ .

La partie la plus sollicitée est la partie d'extrême de bâtiment.

- En travée :

#### - Ferrailage suivant $L_x$ :

$$\mu_{bc} = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{519,20 \times 10^{-3}}{1 \times (0,63)^2 \times 14,17} = 0,0923 \leq 0,392$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 0,1212$$

$$-Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,63 \times (1 - 0,4 \times 0,1212)$$

$$\Rightarrow z = 0,5994\text{m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{519,20 \times 10^{-3}}{0,5994 \times 348} = 24,889\text{cm}^2.$$

Le choix : «  $A_{st} \Rightarrow 8T20$  » de section **25,13**cm<sup>2</sup>/ml.

- **Ferrailage suivant Ly :**

$$\mu_{bc} = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{523,010 \times 10^{-3}}{1 \times (0,63)^2 \times 14,17} = 0,0929 \leq 0,392 \text{ Pivot A:}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 0,1222$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,63 \times (1 - 0,4 \times 0,1222)$$

$$\Rightarrow z = 0,5992\text{m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{523,010 \times 10^{-3}}{0,5992 \times 348} = 25,081\text{cm}^2.$$

Le choix : «  $A_{st} \Rightarrow 8T20$  » de section **25,13**cm<sup>2</sup>/ml.

• **Vérfications de Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}\right)\text{cm}^2$$

Donc :  $A_{st} \geq \max(6\text{cm}^2; 7,24\text{cm}^2)$  ..... **C.V**

• **Vérfication à l'ELS :**

Le moment maximum en travée  $M_{ts\max} = 451,264$  kn.m.

Il faut vérfier que  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{519,20}{451,264} = 1,150$$

$$\Rightarrow \frac{1,150 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,325$$

$\Rightarrow \alpha = 0,121 < 0,325$  ..... **C.V**

• **En appui :**

Par les même étapes, on peut détermine le ferrailage en **appui**, et on trouve :

$A_{sx} = 20,95\text{cm}^2$  : Le choix : «  $A_{st} \Rightarrow 7T20$  » de section **21,99** cm<sup>2</sup>/ml.

$A_{sy} = 20,36\text{cm}^2$  : Le choix : «  $A_{st} \Rightarrow 7T20$  » de section **21,99**cm<sup>2</sup>/ml.

-Vérfication de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{773,890 \times 10^{-3}}{1,0 \times 0,63} \Rightarrow \tau_u = 1,228 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_{ul} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \dots \dots \dots \text{Fissuration très nuisible.}$$

$$\Rightarrow \tau_{ul} = \min(2,50; 5) \text{ Mpa}$$

Alors :  $\tau_u < \tau_{ul} = 2,50 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$

- **Calcul de l'espacement :**

D'après le (BAEL91) :

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(63; 40) \text{ cm}.$$

➤ Alors on adopte un espacement de :  **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

### 6.7.1. Calcul de Ferrailage de la nervure:

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionné dans la figure suivant :

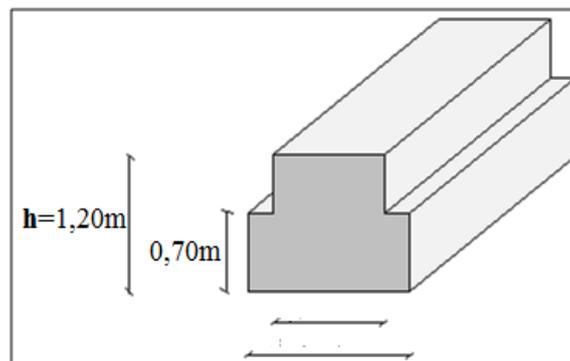


Figure 6.5: dimension de la nervure

#### a. Ferrailage longitudinal :

ELU :

- **En travée :**

Le moment maximum en travée  $M_{t_{\max}} = 420,444 \text{ kn.m}$ .

$$- M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2).$$

On a:  $b = 0,7 \text{ m}$  ;  $h_0 = 1,2 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 \times h = 1,08 \text{ m}$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,7 \times 1,2 \times 14,17 \times (1,08 - 1,2/2) = 5,713 \text{ Mn.m.}$$

$\Rightarrow M_t > M_u$  : l'axe neutre et dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{420,444 \times 10^{-3}}{0,7 \times (1,08)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0363.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$  donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\Rightarrow \alpha = 0,0462 .$$

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

$$\Rightarrow Z = 1,060 .$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{420,444 \times 10^{-3}}{1,060 \times 348} = 11,397 \text{ cm}^2$$

Le choix : «  $A_{st} \Rightarrow 8T14$  » de section **12.32** cm<sup>2</sup>/ml.

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq \max(0,84 \text{ cm}^2; 1,7 \text{ cm}^2)$$

Donc :  $11,39 \text{ cm}^2 > 1,7 \text{ cm}^2$  ..... **C.V**

• **En appui :**

Le moment maximum en appui  $M_{a\max} = 380,18$  kn.m.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{380,18 \times 10^{-3}}{0,7 \times (1,08)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0328$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$  donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\Rightarrow \alpha = 0,0417 .$$

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

$$\Rightarrow Z = 1,06 .$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{380,18 \times 10^{-3}}{1,06 \times 348} = 10,28 \text{ cm}^2$$

Le choix : «  $A_{st} \Rightarrow 8T14$  » de section **12.32** cm<sup>2</sup>/ml.

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b_0 \times h}{1000}; 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(0,84 \text{ cm}^2; 5,25 \text{ cm}^2)$$

Donc :  $10,28 \text{ cm}^2 > 5,25 \text{ cm}^2$  ..... **C.V**

- **Vérification à l'ELS :**

- **En travée :**

Le moment maximum en travée  $M_{tmax} = 303,61$  kN.m.

Il faut vérifier que  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{420,444}{303,61} = 1,38$$

$$\Rightarrow \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,442$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,046 < 0,442 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

- **En appui :**

Le moment maximum en travée  $M_{amax} = 276,23$  kn.m.

Il faut vérifier que  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{380,18}{276,23} = 1,376$$

$$\Rightarrow \frac{1,376 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,438$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,041 < 0,434 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

**b. Ferrailage transversal :**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{511,108 \times 10^{-3}}{0,7 \times 1,08} \Rightarrow \tau_u = 0,676 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_{ul} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \dots \dots \dots \text{Fissuration très nuisible.}$$

$$\Rightarrow \tau_{ul} = \min(2,50; 5) \text{ Mpa}$$

$$\text{Alors : } \tau_u < \tau_{ul} = 2,50 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- **Calcul du diamètre des armatures transversales :**

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

Avec :

$\phi_i = 1,4$  cm (diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres).

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{120}{35}; 1,4; \frac{70}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1,40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un choix de :  $\Phi 10$ .

- **Calcul de l'espacement :**

Vérification **RPA** :

- Dans la zone nodale :  $s \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_1; 30\right) \text{ cm}.$
- Dans la zone courante :  $s' \leq \frac{h}{2}.$

$\Phi_1$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

$$\text{Alors : } \begin{cases} s \leq \text{Min}\left(\frac{120}{4}; 12 \times 1,4; 30\right) = 16,8 \text{ cm} \\ s' \leq \frac{120}{2} = 60 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} s = 15 \text{ cm} \\ s' = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

### 7.1. Introduction:

Le monde de l'entreprise subit des changements permanents : développer de nouveaux produits, développer de nouvelles structures, développer de nouvelles organisations... Ces évolutions ont toujours existées mais elles deviennent de plus en plus complexes à mettre en œuvre du fait de la multiplication des acteurs, de la profusion des informations à maîtriser sans parler des délais et des coûts qu'il faut bien sûr contrôler.

Le management de projet s'est alors imposé comme le mode de fonctionnement idoine. De la définition des objectifs à la réalisation concrète sur le terrain, cette discipline permet d'intégrer tous les composants nécessaires à la réussite : gestion des délais, gestion financière, maîtrise des risques, intégration de la qualité, communication. Le management de projet est devenu au fil du temps plus qu'une discipline transverse incontournable. C'est désormais un véritable métier. Le chef de projet, outre ses compétences nécessaires de manager, se doit alors de maîtriser les outils et les méthodes de cette profession.

### 7.2. Historique du management:

La gestion du projet est généralement considérée comme une discipline moderne mais il faut noter que la racine de ces principes proviennent de la fin de dix-neuvième siècle tout d'abord par l'approche mécanistique de Frederik Taylor (1856-1915), qui a appliqué un raisonnement scientifique en décomposant le travail en partie élémentaire et en introduisant le concept du travail plus efficace plutôt que travailler plus dur et plus longtemps.

L'associé de Taylor, Henri Gantt a étudié l'ordonnancement des opérations ainsi en 1910 il a pu développer le diagramme de **Gantt** qui a été employé dans des projets d'infrastructures tel que le barrage **Hoover**. Vient ensuite l'approche de l'ingénieur Henri Fayol (1841-1925), il perçoit l'activité administrative comme un ensemble de tâches qui sont importantes et spécialisées pour Fayol l'activité administrative pouvait se résumer en « prévoir, organiser, commander, coordonner et contrôler ».

En 1880 à 1924 fut introduite l'approche des ressources humaines par **Mayo** il a pu mettre en évidence les relations et comportements des groupes cette dernière a été combinée à celle de Taylor ce qui a engendré l'approche de la contingence. En fin de siècle entras l'ère de la systémique et du management intégré.

### 7.3. Les projets du bâtiment en Algérie :

L'état algérien a établi un programme quinquennal de logement 2005-2009 destiné à améliorer les conditions d'habitats en qualité et en bien-être pour cela il a débouché un budget de 55 milliards de dinars pour financer la construction et la réhabilitation de 1 074 566 logements répartis comme suit :

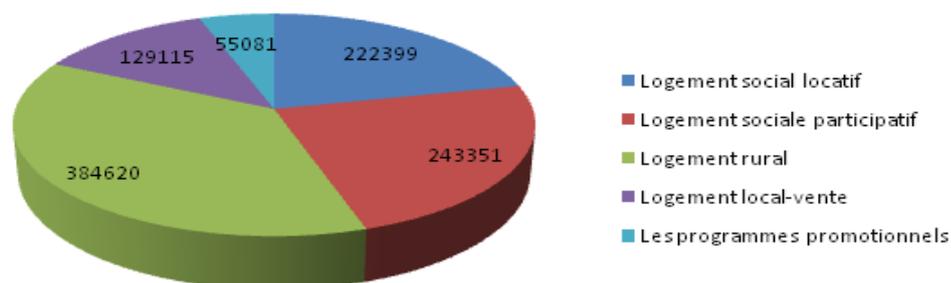


Figure. 7.1. La répartition des logements en Algérie, « Revue de l'habitat »

Les années 2005-2006 ont été déterminantes pour le processus de développement au niveau de la DELP, DUC et OPGI le programme a permis la livraison de 264067 logement et 2393 équipements publics une mise en chantier de 542942 unités et la livraison de 180325 d'acte d'urbanisme tout ca a engendré 230M Dinard.

En 2009 le conseil a adopté un plan d'action afin d'éradiquer les habitas anarchiques et précaire.

Grace aux succès du 1er plan un deuxième programme quinquennale a vue le jour pour 2010 a 2014 avec des délivrés de 2millions de logements pour une enveloppe de 3700 milliards de Dinard

#### 7.4. Cycle de vie d'un projet de bâtiment :

##### 7.4.1. Définition du projet :

« Un projet se définit comme une action spécifique, nouvelle, qui structure méthodiquement et progressivement une réalité à venir pour laquelle on n'a pas encore d'équivalent exact » [AFITEP]

##### 7.4.2. Le cycle de vie d'un projet :

Tout projet se démarque par un cycle de vie qui est en générale présenter comme étant une période qui s'écoule de la naissance d'une idée jusqu'à la fin de son exploitation. Le nombre de phase ainsi que leurs appellations se varier selon le domaine d'application. Le cycle de vie d'un projet de bâtiment passe généralement par trois phases successives.

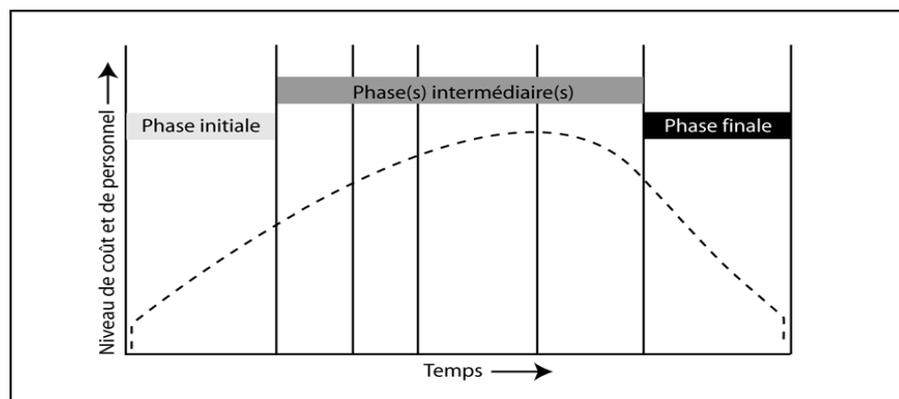


Figure 7.2. Cycle de vie d'un projet, PM-BOOK

##### 7.4.2.1 Etude préalable :

Avant de se lancer dans la réalisation de n'importe quel ouvrage il est nécessaire de déterminer les objectif, les besoins, et la faisabilité des opérations, cette phase formalise la décision de commencer le projet.

###### a. Etude d'opportunité :

La phase opportunité est véritablement la première action organisé qui est faite durant la vie du projet elle a pour but d'étudier la demande du projet et décider si le concept est valide, on peut considérer que cette phase est conduite par une petite équipe expérimentée cette étape ne nécessite pas de planification régulière.

L'étude menée pendant cette phase comporte un recueil et une sélection des idées prometteuse du projet qui peuvent être un événement externe qui déclenche une réaction « nouvelle technologie » une conséquence d'un retour d'expérience l'analogie

avec un projet existant ou un concept technique qui générera un besoin chez des utilisateurs.

La formalisation des données d'entrée par l'auteur de l'idée sont les résultats du processus de récolte mis en place c'est une façon simple d'organiser en mettons en point une grille dite « Fiche d'idées de projet » qui sera remplie par les auteurs se dernier permet de conduire l'analyse et émettre l'idée sur le même document lorsque la décision de poursuivre est prise la grille est accompagnée de directives précisant les moyen et la politique à suivre pour l'étude de faisabilité.

#### **b. Etude de faisabilité :**

Etude vise a analysé la faisabilité économique, organisationnelle et technique du projet. L'objectif de l'étude de faisabilité est de faire ressortir l'existence ou l'absence de solutions au projet de réalisation d'un ouvrage. Elle s'appuie sur l'étude de marché et comprend des études technico-économiques « étude d'impact, étude de rentabilité » permet de définir l'objectif et la précision des moyen [AFITEP 96].

A cette étape une estimation grossière du cout d'investissement et de fonctionnement en termes de moyen humains et matériels doit être établie à partir de l'analyse sommaire des besoins. A ce stade Une étude de rentabilité et une étude de scénario ainsi qu'une identification des contraintes susceptible à faire obstacle sont envisagé pour évaluer les risques pesant sur le projet.

La clôture et transfert de l'étude se fait par un archivage des dossiers de faisabilité validé ou non pour capitaliser le retour d'expérience .Réunion de transfert avec l'équipe d'avant projet car c'est souvent une nouvelle équipe qui va prendre en charge l'avant projet.

#### **c. Cadrage du projet :**

Le cadrage est la partie essentielle de la définition des phases du projet, cette étape facilite la compréhension et la manipulation des délivrés.

Lors de cette phase de cadrage les objectifs principaux sont établis. Avec une évaluation du cout potentielle du projet et des délais de réalisation il est primordial de définir les différents intervenants et d'établir leurs tâches et leurs rôles en sein du projet.

### **7.4.2.2. Conception :**

Cette phase est stratégique elle envisage de concevoir la stratégie la mieux appropriée au besoin demander. A ce niveau le maitre de l'ouvrage s'engage à l'élaboration du projet s'il est satisfait des études et diagnostique établie.

#### **a. Etude avant-projet sommaire (APS) :**

L'avant projet constitue une étude sommaire de l'ouvrage permettant de définir les principales caractéristiques nécessaires a la prise de décision. Dans cette étape des scénarios seront élaborés pour chaque solution et le choix du meilleur scénario technique sera adapté, un engagement sur les performances cout et qualité de l'étude d'avant projet sommaire sert de base pour les contrats entre le propriétaire et le maitre de l'ouvrage [AFITEP96].

#### **b. Etude avant-projet définitif (APD) :**

Cette phase consiste à déterminer l'ensemble des coupes, plans, façades et les dimensionnements des ouvrages ainsi que l'aspect final. Définir les principaux constitutif

dans les matériaux et les différents installations techniques, cette étape permet l'élaboration du dossier des autorisations d'urbanisme.

Pour le cas des constructions neuf les études d'avant-projet sommaire peuvent être exécutées au même temps que les études d'avant-projet définitif.

**c. Procédure contractuelles :**

Le maître de l'ouvrage lance le processus d'appel d'offres pour les structures et infrastructures cette étape est conforme au processus d'appels d'offre publics.

En parallèle le maître d'ouvrage prépare les mandats pour la réalisation de la surveillance et le contrôle des matériaux tout en respectant les règles du marché.

**7.4.2.3. Construction :**

La phase construction est le moment le plus gratifiant et spectaculaire c'est l'aboutissement de projet elle vise à concrétiser les plans, les devis et la mise en œuvre des solutions retenue au par avants.

**a. Exécution des travaux :**

C'est généralement la procédure la plus lourde et couteuse son but est d'amener le projet a son aspect final pour cela les contractants doivent maître en place l'organisation et implémenter tout ce qui a été planifier en exécutant chaque plan.

**b. Contrôle des travaux :**

Pendant cette phase les risques majeurs de dérivé par rapport aux objectifs sont liés principalement a la coordination et l'organisation des nombreux acteurs du projet.il faut s'assurer que les opérations sont dans l'ordre, dans les temps et que les budgets non pas été dépasser son objectif est de s'assurer d'une bonne exécution et respects des chartes établie par le cahier des charges et contrôlé les normes de construction.

**7.4.2.4. Clôture :**

La clôture procure au maître de l'ouvrage et les différents intervenants le taux de réussite du projet lui-même. La clôture est une étape souvent oublié par les contractants par manque d'expériences. Elle leurs permet d'évaluer les point a amélioré et classé les problèmes par ordre d'importance.

**a. Transfert de clôture :**

La clôture du projet se traduit par le transfert de la propriété au client .Cette opération permet la remise de tout les dossiers d'exploitation et de maintenance ainsi que tous les renseignements et les modifications concernant la propriété pendant sa réalisation.

**b. Transfert de clôture :**

Pour clôturer, il faut préciser que les objectifs ciblés ont été réalisés et élaborer en tenant compte de tous les points positifs et négatifs, même temps que les changements donnés de tous les projets ciblés permettant l'évaluation d'acquérir une bonne expérience

**7.5. Les acteurs de projet :**

Quelle que soit la nature de l'ouvrage à construire, son exécution s'inscrit dans une procédure très réglementée mettant en relation plusieurs acteurs aux rôles bien définis.



Figure 7.3. Les acteurs principaux du projet

**a. Le maître d'ouvrage :**

Le maître d'ouvrage est l'entité responsable de l'expression du besoin « client », le commanditaire des travaux peut représenter « Etat, collectivités, entreprises publiques ».

C'est lui qui exécute la passation des marchés. L'expression de besoin se fait en langage courant, sans utilisations de termes techniques, au besoin à l'issue d'un Audit interne sur le sujet.

• **Son rôle :**

- Equipe qui maîtrise l'idée de base du projet, et initialise toute la démarche permettant de lancer la concrétisation de l'idée.
- Doit s'assurer qu'il existe un budget pour sa réalisation ainsi qu'un besoin réel.
- Centralise la connaissance métier nécessaire à la réalisation et fournit à la MOE les éléments prévus.
- Est en relation directe avec les futurs utilisateurs dont elle connaît parfaitement les méthodes de travail : les grandes fonctionnalités, les principales règles de gestion.
- Doit pouvoir trancher sur toutes les questions fonctionnelles qui pourraient se poser pendant l'étude.
- Valide et recette l'ensemble des livrables.
- Recette l'application globale par l'exécution de ses tests et l'analyse des résultats.
- Gère le déploiement du changement.
- Contrôle le système en exploitation.
- Contrôle l'évolution du système.

**Exemple des différents maîtres d'ouvrage de BTP en Algérie :**

DLEP, DUC, OPGI, EPLE, ANBT, ANA, ANESRIF, DTP, DHW.....

**b. Le maître d'œuvre :**

Le maître d'œuvre est désigné par le maître d'ouvrage : il est le concepteur du projet; il élabore le cahier des charges technique et contrôle la bonne exécution des travaux ; il joue un rôle d'interface entre le client et l'entreprise chargée d'exécuter les travaux. Il arrive que le maître d'œuvre soit l'entreprise chargée d'exécuter les travaux ou l'une des entreprises si les travaux sont répartis entre plusieurs entreprises.

• **Son rôle :**

- Entité qui assure la coordination de l'équipe de réalisation.
- Doit animer et coordonner ses intervenants.
- Planifie la réalisation du projet.

- Définit et lance les études et développements spécifiés dans le contrat, le cahier des charges du projet.
- Qualifie les réalisations.
- Assure la livraison de lots cohérents.

### c. L'entreprise de construction :

C'est elle qui imagine et conçoit l'exécution des travaux. Avec ses directions techniques, d'ingénierie et d'études, elle recherche les meilleures solutions techniques et exécute les travaux dans le respect des cahiers des charges.

Selon la taille et la nature des travaux, plusieurs entreprises peuvent être impliquées dans la construction. L'entreprise de construction peut également être chargée de l'exploitation et de la maintenance des ouvrages construits.

## 7.6. Les type de contrats dans les projets de construction :

Le contrat de travail est un acte de type privé qui lie juridiquement l'employeur et l'employé. Dans le cadre du contrat de travail, le salarié, met son activité professionnelle à disposition de son employeur qui dans ce cadre a autorité sur lui. En contrepartie, l'employeur verse un salaire à son salarié.

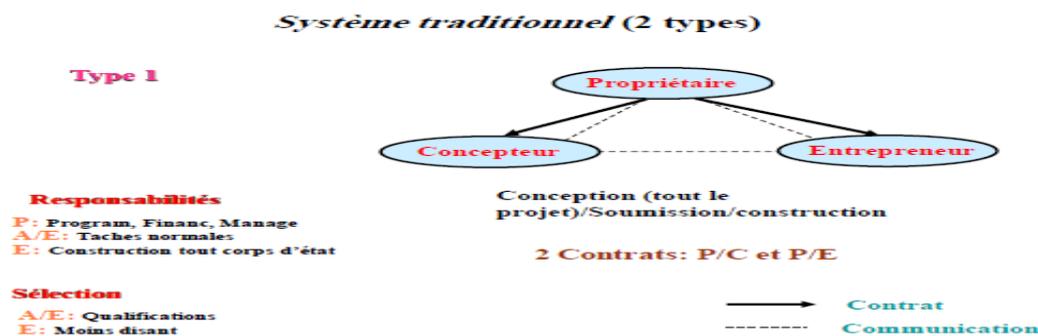
### • Rôle de contrat

- Détermination des besoins du maitre d'ouvrage.
- Identification des partenaires.
- Le partage des responsabilités en cas de problèmes

Il existe trois type de contrat :

### a. Traditionnel:

Le propriétaire signe un contrat avec le BET et un autre avec l'entrepreneur. (Conception/soumission/construction de tout le projet) (DBB: Design/Bid/Build)



**Figure 7.4.**Systeme de contrat traditionnel, Abdellatif Megnounif, 2011

### b. Management de construction:

On peut distinguer trois types de contrat :

- **Type1** : le propriétaire doit signe dans se cas les trois contrats avec le manager conseiller, le concepteur et enfin l'entrepreneur.la figure suivante illustre clairement se cas la

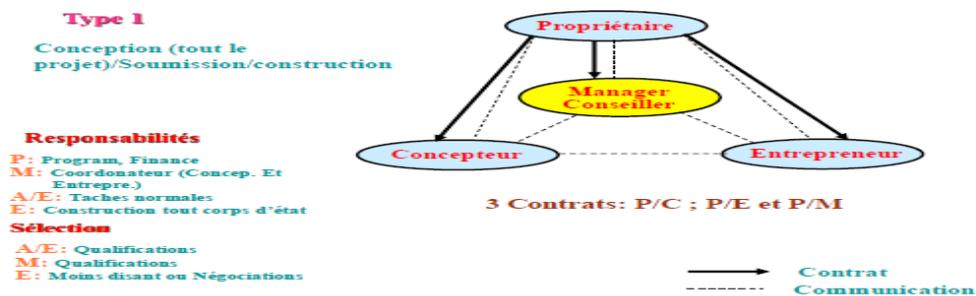
*Système management construction (3 types)*

Figure 7.5.Système de contrat management de construction, Abdellatif Megnounif, 2011

- **Type2** : dans se cas la le maitre de l'ouvrage signe un seul contrat unique avec le manager conseiller, se dernier prend la charge de signé les contrats avec le concepteur et l'entrepreneur.

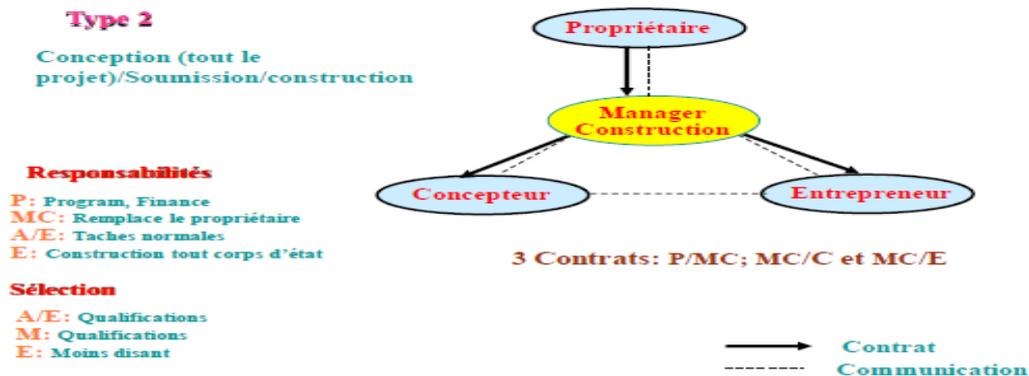
*Système management construction (Suite)*

Figure.7.6. Système de contrat management de construction, Abdellatif Megnounif, 2011

- **Type3** : le propriétaire doit signe uniquement deux contrats l'un avec concepteur et l'autre avec l'entrepreneur qui doit se charger aussi du manager le projet.
- c. Conception/construction :**

Un seul contrat pour l'étude et la construction (clé en main) est signer avec le maitre de l'œuvre qui a pour but le contrôle et le suivie de construction.

*Système Conception/Construction (3 types)*

Figure 7.7.système de contrat conception-construction, Abdellatif Megnounif, 2011

### 7.7. Conclusion :

Ce chapitre d'écrit la structure fondamentale d'un projet de construction, a fin de pouvoir le gérer tout au long de son cycle de vie.

Comme on a pu le constater la réalisation d'un projet constitue a long et laborieux processus, qui sert à définir la mission, les livrables, les couts estimé, délais de réalisation et ressources nécessaire a la réussite du projet.

Pour conclure on dit que la gestion de projet s'est progressivement structurée. Les pratiques singulières sont devenues des modèles contingents

### 8.1. Introduction :

Historiquement la planification c'est installé progressivement pendant la deuxième guerre mondiale grâce aux projets mis en place par le gouvernement et les militaires qui nécessite une réorganisation structurelle à cause de la réduction de la main d'œuvre en temps de guerre ; rapidement ces techniques se sont répandues dans le monde comme une face importante du management de projet.

La planification est la traduction du descriptif du bâtiment établie au cours des phases conception en travaux exécuté pour réaliser le projet, autrement dit la planification définit l'ordonnancement du projet et précise les dates de début et de fin des tâches afin de respecter l'objectif des délais le résultat est représenté en forme de planning mis à jour et à disposition durant toute la durée de vie de son dernier.

### 8.2. Processus de planification :

La méthode d'élaboration du planning se matérialise comme suit :

#### 8.2.1. Définir le plan directeur du projet PDP :

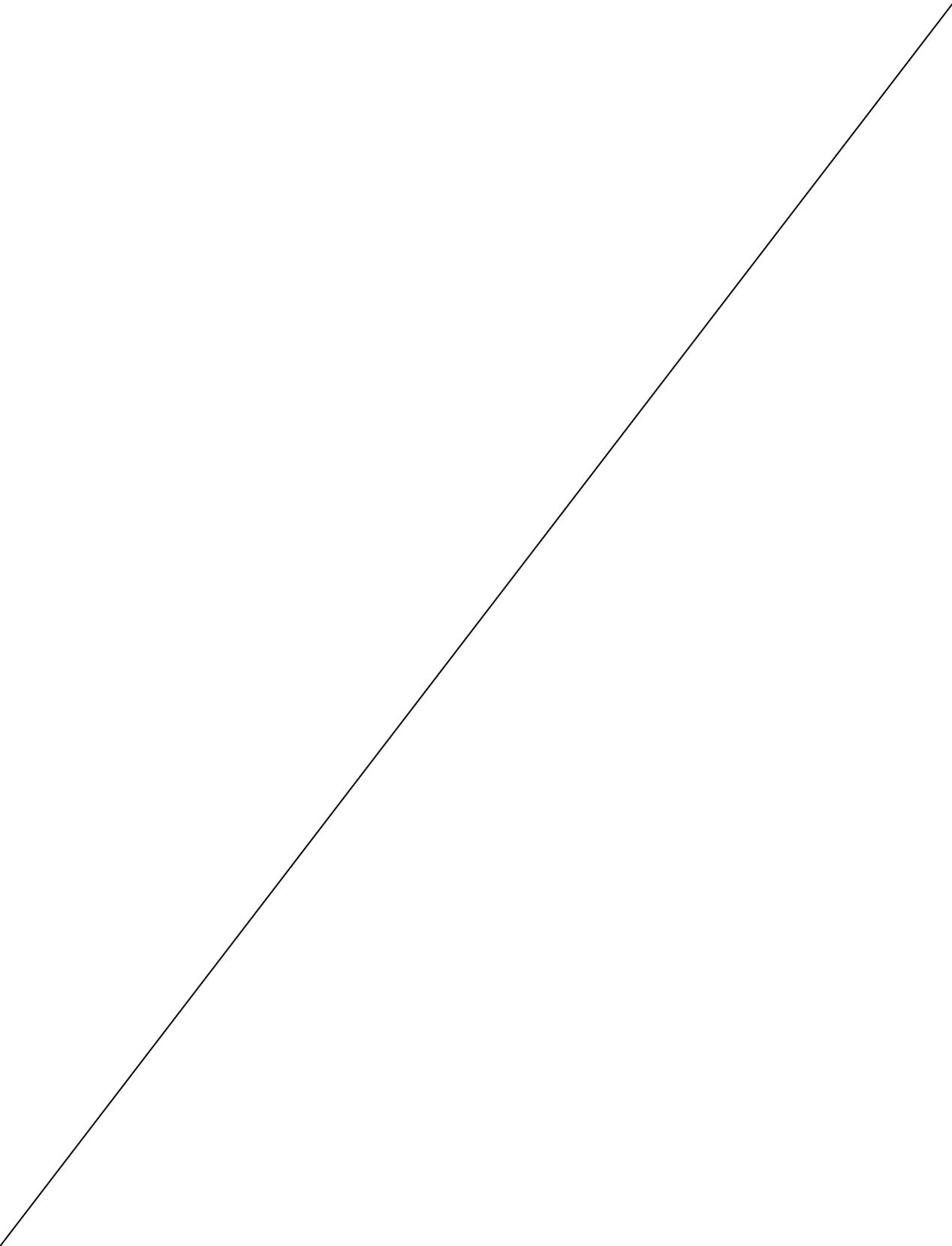
Processus de Déroulement du Projet(PDP) précise la stratégie d'exécution du projet, phases, jalons, ordonnancements et séquence des activités principales le PDP définira :

- Les objectifs du projet.
- Interprétation des clauses du contrat.
- La mise en place des ressources et définir leurs rôles.
- Découpages du projet en sous projets.
- Décidé de la manière de concevoir la direction du projet.

#### 8.2.2. La structuration des tâches WBS :

**Work Breakdown Structure (WBS)** : est une approche systémique qui permet l'identification de toutes les tâches indispensables à la réalisation et la construction du projet. Son avantage est de visualiser l'ensemble du projet pour éviter les oublis et faciliter la circulation des informations.

La W.B.S de notre projet est divisée en plusieurs niveaux d'activité (Figure 8.1) Par exemple le niveau 1 donne une vue générale du projet d'où les livrables principaux sont : Etude préalable, Conception, Choix de l'entreprise, Construction et Clôture. En suite les autres niveaux comprennent les tâches secondaires qui forment les livrables principaux



### 8.2.2.1. Calcul de la durée du projet par la méthode PERT :

Le program Evaluation and Review Technique (PERT) : a été crée par des consultants nommée Booze, Allen et Hamilton dans les années 50 pour les US NAVY lors du projet POLARIS l'utilisation de cette méthode a minimisé le temps de 7ans a4ans de durée de vie initiale.

Cette procédure consiste à assigner le déplacement des taches dans le temps en découpant un projet en un réseau de taches le tout formant un graphe dépendant. Ce réseau permet également de définir le chemin critique de l'activité.

Les Caractéristiques de PERT sont les suivantes :

- Les tâches sont représentées par des flèches
- Le réseau visualise des dépendances entre tâches
- Limites de la technique PERT : pas de représentation de notion de durée et de date.

Pour notre cas nous n'avons pas utilisée la méthode PERT nous avons déterminé les délais d'une façon arbitraire.

### 8.2.2.2. Suivre l'avancement d'un projet par le diagramme de GANTT :

Ce diagramme a été conçu par un certain Henry L. GANTT (en 1917) et est encore aujourd'hui la représentation la plus utilisée.

Le diagramme de GANTT est la technique et représentation graphique permettant de renseigner et situer dans le temps les phases, activités, tâches et ressources du projet.

En ligne, on liste les tâches et en colonne les jours, semaines ou mois. Les tâches sont représentées par des barres dont la longueur est proportionnelle à la durée estimée

Les tâches peuvent se succéder ou se réaliser en parallèle entièrement ou partiellement.

Notre diagramme de GANTT de notre structure seras joint dans annexe B, ou on pourra voir les délais nécessaire a la réalisation de ce bâtiment.

## 8.3. Management des risques du projet :

Dans les projets de constructions le risque est quasi-existential, mal ou tardivement évalué, il a un impacte sur la courbe de performance des ambitions du projet donc une identification des ces risques sont primordiales pour le démarrage de se dernier.

### 8.3.1. Définition du risque :

Il est difficile d'établir avec exactitude l'origine du terme « **RISQUE** » dans la langue française le mot risque est défini comme sui :

« *Un danger, inconvénient plus ou moins probable au quel on est exposé* » [LAROUSSE 2010]

Ce pendant on peut le caractériser comme « un aléa, obstacle ou un événement indésirable, ayant pour conséquence qu'un projet ne s'exécute pas conformément aux prévisions et empêche l'atteint des objectifs (performance, coût et délai). Ces écarts par rapport aux prévisions était considérés comme difficilement acceptable voir inacceptable » [AFITEP96]

Le risque peut être défini aussi comme étant :

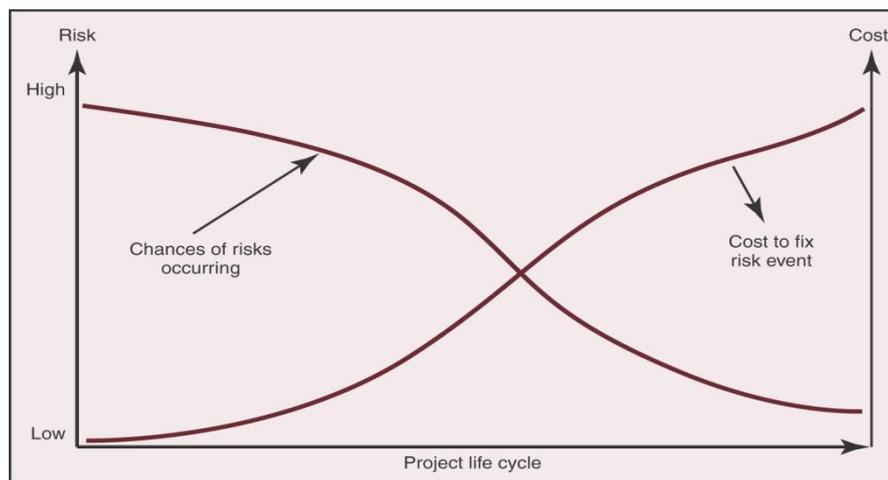
« La possibilité que survienne un événement dont l'occurrence entrainerait des conséquences positifs ou négatives sur de déroulement de l'activité du projet » [D.GOURC2006] .

Cette définition regroupe deux notions fondamentales du risque la probabilité d'occurrence et l'impact.

En gestion de management du risque l'impact est la conséquence de la manifestation d'un risque sur l'objectif d'un projet et on distingue trois types d'impact :

- les impacts délai : dérive positive ou négative des délais du projet.
- les impacts coût : économie ou surcoût par rapport au budget initia.
- les impacts performance ou qualité: amélioration ou dégradation par rapport à la performance prévue.

D'un autre coté le la probabilité d'occurrence également appelé fréquence L'indice de probabilité d'apparition d'un risque est une valeur numérique évaluée le plus souvent sur échelle allons de 1 à 4.[Lexique de gestion de projets]

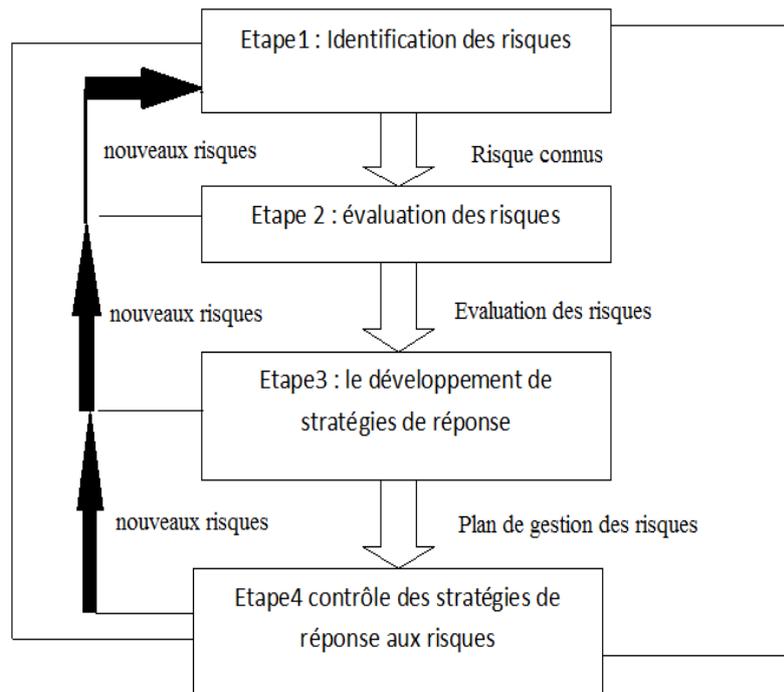


**Figure 8.2.** Le dilemme de la gestion des risques, CLIFFORD F.GRAY

### 8.3.2. Processus de gestion des risques :

Le processus de gestion des risques implique l'identification et l'estimation des risques potentiels pour un quelconque aspect du projet. Une fois les risques identifiés, il faut envisager les actions à entreprendre pour aborder ces risques et sélectionner les actions appropriées.

La phase de gestion des risques est de gérer l'exposition aux risques du projet en agissant de manière à maintenir cette exposition à un niveau acceptable et d'une façon peu coûteuse.



**Figure.8.3.** Processus de gestion des risques d'un projet, CLIFFORD F.GRAY

**a. Identification du risque :**

L'identification du risque c'est les événements susceptibles d'avoir un impact sur le projet, généralement on l'introduit à la phase de planification, on met en place une équipe d'expert spécialisé dans ce domaine qui vont fait appelle à des outils tels que des analyses théoriques et des archives historiques ils auront à travailler on collaboration avec tout les membres du l'équipe. Leurs objectifs et d'élaboré une liste des risques potentielles.

Identification du risque est une procédure itérative car de nouveaux risques peuvent se révéler durant tout le cycle de vie du projet.

Dans cette partie on va mettre en pratique se que nous avons pu développer dans paragraphe précédent :

**Tableau8.1.** La liste des risques dans un projet de construction d'un bâtiment

numéro	Événement aux risques
1	Risque naturel : glissement de terrain
2	Risque naturel : séisme
3	Inflation des prix des matériaux de construction
4	Conflit entre les intervenants du projet
5	Manque de main d'œuvre qualifié
6	Risque d'accident de travail
7	Risque inondation

### b. Evaluation des risques :

L'évaluation des risques sert à décortiquer les risques en fonction de leurs poids et du besoin d'intervention. Face à toutes menaces envisagées un classement s'impose à fin de réduire le niveau de risque ou d'éliminer le danger.

Il existe de nombreuses méthodologies et outils d'évaluation des risques susceptibles d'aider le chef de projet à calculer la pertinence et la gravité du danger. Au niveau de cette étape une analyse qualitative des risques est envisagée elle permet l'évaluation de la priorité des risques identifier en utilisant leur probabilité d'occurrence la hiérarchisation des menaces fait appel à la base de données des leçons apprises au par-avant, à l'urgence de diverses situations et sont oubliés de se servir de son jugement.

Les risques sont évalués en fonction des aspects suivants :

- L'événement indésirable.
- Conséquence de l'événement
- Ampleur ou la gravité de l'impact de l'événement.
- La probabilité que l'événement survienne.
- L'étape du projet au cours de laquelle l'événement peut survenir
- L'interaction avec les autres parties de son projet.

Quels sont les trois principaux risques de ce projet ?

1. \_\_\_\_\_

2. \_\_\_\_\_

3. \_\_\_\_\_

Quelle est la probabilité que le projet soit exposé aux risques énumérés ci-dessus ?	0 à 10 Aucune Élevée	Risque 1. ci-dessus Risque 2. ci-dessus Risque 3. ci-dessus
Quelles sont les chances de réussite du projet advenant de tels risques ?	0 à 10 Aucune Élevée	Risque 1. ci-dessus Risque 2. ci-dessus Risque 3. ci-dessus

Ressources disponibles ? \_\_\_\_\_ Oui \_\_\_\_\_ Non

État actuel du projet  
Date de début \_\_\_\_\_ Date de fin prévue \_\_\_\_\_  
État :  Actif  En attente  
Mise à jour : \_\_\_\_\_

Décision de l'équipe chargée d'établir les priorités :  Accepté  Retourné

Découverte – projet non défini  Copie à : \_\_\_\_\_  
 Opérationnel – proposition plutôt qu'un projet  Projet n° : \_\_\_\_\_  
 Renseignements supplémentaires requis – pour donner une priorité au projet  
 Projet terminé

**Figure 8.4.** Analyse préliminaire des risques, CLIFFORD F. GRAY

Notre évaluation du risque est structurée comme suit :

**Tableau 8.2** Evaluation des risques d'un bâtiment R+9 à Tlemcen

Événement aux risques	P	G	C
Risque naturel : glissement de terrain	1	1	1
Séisme	1	4	4
Inflation des prix des matériaux de construction	4	2	8
Conflit entre les intervenants du projet	3	1	3
manque de main d'œuvre qualifié	3	2	6
Accident de travail	3	4	12
Risque d'inondation	4	3	12

### c. Le développement des stratégies de réponse :

Le développement des stratégies aux risques est le processus qui consiste à élaborer des options et à déterminer des actions pour accroître les opportunités et atténuer les menaces affectant les objectifs du projet. Cette étape comprend l'identification et l'affectation d'une ou plusieurs personnes à prendre la responsabilité de chaque réponse à un risque

**Tableau 8.3** matrice d'analyse des risques d'un bâtiment R+9 à Tlemcen

Matrice d'analyse des risques					
Projet : construction d'un bâtiment R+9 à Tlemcen					Date : 12-05-2013
Evénement aux risques	Alea	impact	Action à entreprendre		Responsable
			préventives	Stratégies de réponse	
R1. Risque naturel : glissement de terrain	1	1	Faire les études géotechniques nécessaires	Prévoir des murs de soutènements, blindages ou palplanches	X
R2. Séisme	1	4	Construire un bâtiment antisismique en respectant la réglementation Algérienne(RPA)	Souscrire une assurance	X
R3. Inflation des matériaux de construction	4	2	Tenir compte de l'inflation	Révision des prix	Y
R4. Conflit entre les intervenants du projet	3	1	-bien spécifier les termes et closes du contrat -Etablir un plan de communication efficace.	Prévoir des réunions	Z
R5. Manque de main d'œuvre qualifié	3	2	Exigé des justifications des qualifications.	Formations	X
R6. accident de travail	3	4	Prévoir des assurances risque de travail	Prévoir des protections et du matérielle de sécurité	
R7. Risque d'inondation	4	3	Prévoir des assurances catastrophe naturel	Prévoir un système de pompage automatique	Z

**Matrice de gravité :**

>90%	Quasiment certain	5					
50-90%	Probable	4		R3	R7		
30-50%	Possible	3	R4	R5		R6	
10-30%	Peu probable	2					
<10%	Rare	1	R1			R2	
			1 Non significatif	2 Mineur	3 Modéré	4 Majeur	5 Très significatif
			<b>Impact /vulnérabilité</b>				

	Zones des risques mineurs		Zones des risques modérés		Zones des risques critiques		Zones des risques majeurs
1-5		5-10		10-15		15-25	

**d. Le contrôle des stratégies de réponse au risque :**

Le processus contrôle et maîtrise des risques consiste à

- Identifier les risques émergents.
- Analyser et planifier le projet.
- Suivre les risques identifiés et ceux mentionnés sur la liste
- Analyser de nouveau les risques existants,
- Surveiller les conditions de déclenchement des plans de secours,
- Surveiller les risques résiduels.
- Passer en revue l'exécution des réponses aux risques
- Évaluant leur efficacité.

Tout les risques apparue tout au long du cycle de vie du projet peuvent être répertorié sous forme de compte écrit, qui servira par la suite à l'enrichissement de la base de donnée du chef de projet qui collabora par la suite à parfaire des projets prochains.

**8.4. Ordonnement des ressources :**

L'ordonnement des ressources humaines du projet comprend les processus d'organisation et de management de l'équipe de projet. L'équipe de projet se compose de personnes auxquelles des rôles et des responsabilités sont attribués pour mener le projet à son achèvement.

### 8.4.1. Contrainte du projet :

- **Contraintes techniques :**

La contrainte technique porte sur l'ordre séquentiel dans lequel les activités du projet doivent s'exécuter.

- **Contraintes physiques :**

La contrainte physique est quasi rare et dans le cas où elles surviennent c'est que les contraintes sont liées à des conditions contractuelles ou environnementales ont un effet restrictif sur les activités qui, devraient être effectuées de façon parallèle.

- **Contraintes des ressources :**

- **Ressources humaine :** c'est la ressource du projet la plus évidente et la plus importante c'est la ressource clé elles sont classées en fonction de leurs compétences.
- **Ressources des matières :** la rareté ou l'absence de cette ressource peut provoquer des retards considérables dans le délai de vie du projet c'est pour cela que la disponibilité des matières est un facteur important dans n'importe quel projet.
- **Les équipements :** les équipements sont classés par taille, type et qualité. En tenant compte des contraintes d'équipement avant le début d'un projet, il est possible d'éviter des coûts élevés.
- **Le fonds de roulement :** se dit pour le manager de faire plusieurs tâches à la fois, il est considéré comme une puissante ressource dans le domaine de la construction.

### 8.5. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les différentes théories et concepts qui explicitent les bonnes pratiques en matière de management des délais dans la construction d'un bâtiment, une étude de cas est proposée en parallèle faisons appliquer l'une des méthodes liées à la planification prenant en compte l'ensemble de l'environnement de réalisation, pour déterminer le temps nécessaire à la réalisation du Bloc A2 de la cité des 422 logements située à Bouhanek.

Bien que la complexité de la phase de réalisation ne soit plus à démontrer, il est pertinent d'insister une dernière fois sur l'importance à accorder à la phase de planification dans tout le processus. C'est en effet au cours de cette phase que vont se définir les besoins et les paramètres qui détermineront l'ampleur et la justesse du projet à réaliser.

Différents facteurs non maîtrisés peuvent influencer d'une manière néfaste sur le déroulement du projet c'est pourquoi ces facteurs sont recherchés à être réduits ou même transférés, à l'aide d'une analyse des risques qui peuvent survenir durant le délai de vie du projet, pour piloter et maîtriser le bon enchaînement du projet à ces éventuels aléas.

La réalisation de ce mémoire de fin d'étude a été pour nous un projet de longue haleine que nous avons voulu le plus complet possible. Ce projet nous a, entre autre, permis de puiser et mettre en pratique les connaissances acquises au cours de nos années d'études.

Nous nous sommes rendu compte, que le génie civil est un domaine, passionnant, qui demande de coordonner et mettre en œuvre un nombre conséquent d'action et d'acteurs. Cet aspect, plutôt caché à la base, a été mis en évidence lors de la réalisation de ce dossier.

Aujourd'hui, nous avons traité au cours des différents chapitres, de toutes les étapes nécessaires à la réalisation d'un projet. En effet les étapes sont nombreuses pour mener à bien et délivrer un ouvrage .chacune peut également réserver son lot d'aléa qu'il est important de traiter et d'anticiper, afin de maîtriser les couts et délais. Dans cette étude nous avons également essayé de donner des exemples concrets de problèmes que peuvent réserver un tel projet.

On a terminer notre mémoire par une partie managerial.ces deux chapitres nous ont permis d'exprimer et d'appliquer nos connaissances acquises en terme de pilotage et de management des risques d'un projet de bâtiment de façon à maintenir le juste équilibre entre le cout, le délais et le contenu technique

Nous sortons maintenant gratifier de la réalisation de ce mémoire. L'étude et la documentation nécessaire à l'écriture des différents chapitres nous ont vraiment donné l'opportunité de nous projeter dans une tache de cette ampleur. Nous avons donc pu tester nos connaissances, mais également les approfondir lorsque le besoin s'en faisait sentir. Le bilan que nous en tirons à ce jour est donc extrêmement positif. Nous avons maintenant hâte de rencontrer et de nous confronter au milieu professionnel.

## Matrice de cadrage :

Énoncé	
	<b>Bâtiment d'habitation R+9</b>
<b>Idée/ besoin</b>	Loger les gens à cause de l'augmentation de la population à la ville de TLEMCEM. Améliorer les conditions de vie des habitants.
<b>Objectifs</b>	Délocaliser les habitants hors du centre ville. Construction d'un bâtiment d'habitation qui réponde au besoin.
<b>Délais</b>	686 jours Date de début : 12-05-2013. date de fin : 17-05-2014.
<b>Caractéristiques essentielles</b>	Le projet est constitué d'une surface de 670,35 cm <sup>2</sup> : <ul style="list-style-type: none"><li>• Le sous-sol destiné à être comme parking sous-terrain.</li><li>• Rez-de-chaussé commercial.</li><li>• 1<sup>ER</sup> étage destiné à être utilisé comme bureaux.</li><li>• Huit Etage courant à usage d'habitation.</li><li>• La hauteur totale du bâtiment : 34m.</li><li>• La largeur de construction : 20,50m.</li><li>• La longueur de construction : 32.70m.</li><li>• Ascenseurs</li></ul>
<b>Parties prenantes</b>	Maître d'ouvrage : ENPI Bureau d'études : AMG projets Entreprise de réalisation : AMG
<b>Études d'impact</b>	Le projet peut avoir un impact : <ul style="list-style-type: none"><li>• Commercial</li><li>• Social</li></ul>
<b>Faisabilité technique</b>	Moyens de production disponibles : Matériels de terrassement (niveleuses, compacteurs) ; bétonnière ; grue ; camions de transport des matériaux.
<b>Risques principaux</b>	Risque Géotechnique (hétérogénéité du sol, nappe ....) Risque Economique (inflation économique, ou fluctuation des prix des matériaux de construction tels que l'acier, ciment, Etc.) Risque naturel (inondation, glissement de terrain, séisme, vent, ....Etc.) Risque professionnel : accident de travail

**Tableau :** matrice de cadrage, Allal Mohamed Amine «30/11/2012 »