



وزارة البحث العلمي والتعليم العالي  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET  
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
DEPARTEMENT DE GENIE DES PROCÉDES



N° d'ordre : M...../GCA/2021

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADIMIQUE

**Fili ère : G énie Civile**

**Option: Structure**

**Thème**

# Etude d'un bâtiment R+10 en béton armé à usage d'habitation et commercial

**Pr ésent épar :**

- **HAMADI ABDELKADER**
- **BENZAHAFF BELKACEM**

**Encadrer par :**

- **DJILALI NACERA**

**Soutenu le 12/07/ 2021 devant le jury compos éde :**

**Pr ésident : BENANANE ABDELKADER**

**Examineur : SABEUR BENDEHIBA**

# REMERCIEMENTS

- Je tiens en premier lieu à remercier mon bon dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience durant tous ces années.
- Je remercie mon encadrant Djilali Nacera d'avoir accepté de me guider durant la période de mon travail.
- J'adresse mes respectueux remerciements à tous les membres du jury.
- Et aussi nous tenons également à exprimer notre gratitude envers tous les enseignants de Génie civil qui ont contribué à notre formation.
- En fin je remercie toute les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail dans des meilleures conditions.

# Dédicaces

- Je dédie ce travail à mes parents qui ont toujours été à mes côtés pour me soutenir et me donner le courage pour continuer à progresser dans mes études.
- A toute ma famille .
- A mon amie qui a partagée avec moi l'honneur de la réalisation de ce travail.
- A toutes mes amies et collègues de la promotion 2020-2021.

Hamadi Abdelkader

# Dédicaces

- Je dédie ce travail à mes parents qui ont toujours été à mes côtés pour me soutenir et me donner le courage pour continuer à progresser dans mes études.
- A toute mon père et ma mère et toute ma famille .
- A mon amie qui a partagée avec moi l'honneur de la réalisation de ce travail.
- A toutes mes amies et collègues de la promotion 2020-2021.

Benzahaf Belkacem

# Liste des Figures

Figurel-1 : Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots).....	24
Figurel-2 : Diagramme parabole-rectangle (béton).....	25
Figurel-4 : Diagramme contraires-déformations(Acier).....	28
Figurel-5 : Diagramme contrainte déformation .....	29
Figurell-1 : section des poutres principales .....	32
Figurell-2 : section des poutres secondaires .....	33
Figurell-3 : plancher à corps creux 16+4.....	36
Figurell-4 : coupe d'un plancher terrasse à à corps creux .....	37
Figurell-5 : coupe verticale du mur extérieur .....	39
Figll-6 : coupe verticale du mur intérieur .....	39
Figll.7 : coupe verticale du plancher en dalle pleine .....	40
Figll.8 : coupe de voile.....	42
Figll.9.(RPA) :pré-dimensionnement des voiles.....	42
Figll.10 : surface d'influence du poteau G3.....	46
Figure III-2 : schéma statique de l'acrotère .....	53
Figure III-1 : coupe transversale de l'acrotère.....	53
Figure III-3 : schéma statique .....	56
Figure III-4 : coffrage et ferrailage de l'acrotère .....	59
Figure III-5 : comportement d'escalier .....	60
Figure III-6 : schéma de l'escalier droit .....	61
Figure III-7 : Escalier à deux volées.....	61
Figure III-8 : schéma statique de l'escalier .....	64
Figure III-9 : chargement des escaliers .....	64
Figure III-10 : schéma de ferrailage des escaliers .....	72
Figure III-11 : schéma de ferrailage de la poutre palière .....	77
Figure III-11 : section de la poutrelle .....	77
Figure III-12 : schéma statique de la poutrelle .....	79
Figure III-13 : schéma de la longueur de chaque travée de la poutrelle.....	81

Figure III-14 : schéma statique d'une poutrelle isostatique .....	81
Figure III-15 : poutrelle a 5 travées .....	82
Figure III-16 : poutrelle a 3 travées.....	82
Figure III-17 : poutrelle a 2travées.....	82
Figure III-18: ferrailage des poutrelles .....	92
Figure III-19 : les lignes de rupture déterminées par essai de chargement .....	93
Figure III-20 : Enrobage .....	94
Figure III-24 : section de calcul entravée .....	101
Figure III-24 : section de calcul en appuis.....	102
Figure III-24 : section de calcul entravée.....	104
Figure III-24 : section de calcul en appuis .....	105
Figure IV-1 : Modèle 3D de la structure.....	111
Figure IV-2 : la disposition optimale des voiles de contreventements .....	116
Figure IV-1 : Direction des moments et efforts sur un poteau .....	126
Figure IV-1 : Ferrailage des poteaux .....	132
Figure IV-3 : schéma de la zone nodale.....	133
Figure IV-4 : schéma d'une section de calcul.....	136
Figure IV-5 : schéma de ferrailage de la poutre principale.....	140
Figure IV-7 : Dimension de voile.....	145
Figure IV-9 : disposition du ferrailage du voile.....	147
Figure V-9 : disposition du ferrailage du voile .....	148
Figure V-1: schéma du radier .....	151
Figure V-2: dimension du radier.....	154
Figure V-3: Diagramme de Distribution des contraintes a L'ELS .....	155
Figure V-4 : Diagramme de Distribution des contraintes a L'ELU.....	156
Figure V-5 : dimension de la nervure.....	161

# Liste des Tableaux

Tableau 1 : Récapitulatif des valeurs de la limite d'élasticité $F_e$ .....	27
Tableau II-1 : pré- dimensionnement des voiles.....	44
Tableau II-2 : Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	44
Tableau II-3 : Dégression verticale des charges.....	49
Tableau II-4 : pré-dimensionnement des poteaux.....	50
Tableau II-1 : charge permanente du volée <<G>>.....	63
Tableau II-1 : charge permanente du palier <<G>>.....	63
Tableau III-3 : Résultats du calcul des sollicitations .....	65
Tableau III-4: Résultats du calcul des sollicitations.....	69
Tableau III-5 : les sollicitations de la poutre palière.....	73
Tableau III-6: Evaluation des charges et des surcharges.....	78
Tableau III-7 : combinaisons des charges.....	78
Tableau III-8 : calcul des efforts internes (M ;T) à l'ELU.....	83
Tableau III-9: calcul des efforts internes (M ;T) à l'ELS.....	83
Tableau III-10 : calcul des efforts internes (M ;T) à l'ELU.....	84
Tableau III-11 : calcul des efforts internes (M ;T) à l'ELS.....	84
Tableau III-12: les efforts maximums.....	85
Tableau III-13 : caractéristique géométriques et mécaniques .....	85
Tableau III-14: sollicitations des panneaux de dalle .....	99
Tableau IV-1: valeurs des pénalités p (TAB.4.4 du RPA99 V2003).....	113
Tableau IV-2: Résultante des forces sismiques .....	118
Tableau IV-3: vérification des déplacements .....	120
Tableau IV-5: vérification des modes .....	121
Tableau IV-6-7: vérification aux renversements .....	122
Tableau IV-8: justification vis-à-vis de l'effet $p\Delta$ sens X.....	124
Tableau IV-9: justification vis-à-vis de l'effet $p\Delta$ sens $\gamma$ .....	124

Tableau V.1 : Récapitulation des moments fléchissant et des efforts.....	128
Tableau V.2 : Récapitulation du ferrailage des poteaux.....	134
Tableau V.3 les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN) .....	135
Tableau V.4 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	141
Tableau V.5 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....	141
Tableau VI-6: sollicitations du radier.....	151
Tableau VI-7: sollicitations des nervures .....	157



# Sommaire

Introduction : .....	15
Généralité : .....	15
CHAPITRE I:.....	21
I.1 Introduction :.....	21
I.2 présentation et implantation du projet :.....	21
I.3 les données géométriques.....	22
I.4 ossature de l'ouvrage .....	22
I.5 caractéristiques du sol.....	22
I.7 caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	25
I.7.2 protection des armatures : (BAEL 91 ,art A.7.2 ,4).....	31
I.8. la réglementation utilisée :.....	31
CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux :.....	33
II.1. Introduction :.....	33
II.2.1. les poutres :.....	33
1- poutres principales :.....	33
2-poutres secondaires :.....	34
II.2.2 les planchers :.....	35
1- plancher en dalle pleine :.....	35
2-plancher a corps creux :.....	37
II-3-1. Charges permanentes :.....	38
II.3.2. les charges d'exploitations :.....	43
II.3.3. les combinaisons d'action :.....	43
II.4. pré- dimensionnement des voiles : .....	44
II.4.1- Epaisseur des voiles :.....	45
II-5. Les poteaux : .....	46
II-5-1- le pré- dimensionnement des poteaux :.....	47
II.5.2 Etapes de pré- dimensionnement :.....	47
Surface d'influence : .....	48

b. poids revenant a chaque plancher :	49
Surcharge d'exploitation :	49
Poids propre revenant a chaque poutre :	49
Poids propre des poteaux :	50
II.5.4- loi de dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étage :	50
Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous	51
CHAPITRE III : Pré- dimensionnement des éléments non structuraux :	55
III.1. l'acrotère :	55
III.1.2.Détermination des sollicitations :	55
III.1.3.Déterminations du ferrailage :	58
III.2.Etude des escaliers :	61
III.2.1.Définition :	61
III.2.2.Dimensionnement :	63
III.2.4.Descente des charges des escaliers :	65
III.2.5.Sollicitation de calcul :	66
III.2.7.Calcul du ferrailage :	67
III.3.1.Poutre palière :	74
III.3.1.1.Introduction :	74
III.3.2.Dimensionnement de la poutre :	74
III.3.3.Evaluation des charges :	75
III.4.Etude de plancher :	79
III.4.1.Pré-dimensionnement des poutrelles :	79
III.4.1.1.Evaluation de charges :	80
III.4.2.1.Calcul des moments et efforts tranchant :	81
Méthode de forfaitaire :	81
Méthode de Caquot :	81
III.4.2.4.Calcul des poutrelles :	83
a)Combinaisons des charges :	83
b) Calcul de ferrailage :	83
c).ferrailage des poutrelles :	87
III.5.Etude de la dalle pleine :	95

III.5.1.1 Définition : .....	95
III.5.1.2 Méthode de calcul : .....	95
III.5.2 Evaluation des charges et combinaisons fondamentales : .....	96
Combinaison fondamentale : .....	96
Calcul des sollicitations : .....	97
III-6 Calcul des ferraillages : .....	103
CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE .....	112
IV-1) Introduction : .....	112
IV-2) Objectif de l'étude dynamique : .....	112
IV-3) modélisation de la structure étudiée : .....	112
IV-4) vérification des conditions d'application : .....	114
IV-5) calcul par la méthode statique équivalente: .....	114
IV-6) coefficient de comportement global de structure (R) : .....	115
IV-7) Facteur de qualité (Q) : .....	115
IV-7-1) vérification de la période : .....	117
IV-8) Méthode dynamique : .....	117
IV-8-1) condition d'application : .....	117
IV-8-2) présentation du logiciel : .....	117
IV-8-3) Disposition des voiles de contreventement : .....	118
IV-9) calcul de centre de masse et le moment massique : .....	119
IV-9-1) caractéristique géométrique de la structure (ROPOT) .....	119
IV-10) Méthode d'analyse spectrale modale : .....	119
IV-10-2) Interprétation des résultats : .....	120
IV-10-3) Distribution verticale de la force sismique : .....	121
IV-10-4) vérification des déplacements relatifs des étages : [RPA99 /4.4.3] .....	121
IV-10-4-a) Déplacement relatif : .....	121
IV-11) Détermination du coefficient de comportement R=3.5 : .....	121
IV-11.1) Vérification des modes : .....	122
IV-11.2. Vérification de stabilité au renversement : .....	124
IV-5 justification vis-à-vis de l'effet $p\Delta$ : .....	125

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux.....	128
V.1. Introduction .....	128
V.2.Ferraillage des portiques.....	128
V.2.1.ferraillage des poteaux.....	128
V.2.1.1Exemple de calcul.....	130
V.2.2 Ferraillage des poutres.....	136
VI.2.2.1 Etude des poutres principales p.p .....	137
a. calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99 .....	137
b. calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91 .....	138
V.2.2.2 Etude des poutres secondaires p.s .....	143
V.3 Etude des voiles .....	144
CHAPITRE VI : ETUDE d'INFRASTRUCTURE :	152
VI.1.Calcul des fondations :	152
Introduction :	152
VI.2 Choix du type des fondations :	152
VI.3.Définition du radier :	153
VI.3.1 Calcul du radier :	153
VI.3.2.Pré-dimensionnement du radier :	153
VI.3.3.Combinaison d'actions :	154
VI.3.6.La hauteur des nervures :	156
VI.3.7.Epaisseur de la dalle :	156
VI.3.8.Vérifications des contraintes dans le sol :	157
VI.3.9.Vérification au poinçonnement :	158
VI.3.10.Vérification au cisaillement :	159
VI.4.Les différentes sollicitations :	159
VI.5.Calcul de ferraillage de la dalle :	160
VI.6.Calcul de ferraillage de la nervure :	163
VI.6.1.Les différentes sollicitations :	163
Conclusion générale.....	

## Résumé

L'objet de ce présent travail consiste à un calcul d'un bâtiment en béton armé de R+10 à usage d'habitation et commercial.

La structure porteuse est de type mixte poteaux-voiles et repose sur une semelle filante.

Un calcul analytique de la structure a été fait, suivi d'un calcul dynamique à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. Ces calculs ont été effectués selon la réglementation Algérienne: RPA99 version 2003 (règlement parasismique) et le CBA93 (le règlement de conception et de calcul des structures en béton armé).

A la lumière des résultats obtenus des comparaisons, des conclusions et des recommandations ont été données.

**Mots clefs:** Structure, béton armé, sisme, sollicitations, économie.

## ملخص

الهدف من هذا العمل الحالي هو حساب مبنى من الخرسانة المسلحة يتألف من طابق ارضي + 10 طوابق للاستخدام السكني و التجاري.

الهيكل الداعم من النوع اللاحق للجدار المختلط و يستند على نعل مستمر.

تم إجراء حساب تحليلي متبوعا بحساب ديناميكي باستخدام برنامج Robot structural analysis.

تم إجراء هذه الحسابات وفقا للوائح الجزائرية : RPA99 الاصدار 2003 ( لوائح الزلازل ) ،

و CBA93 ( اللوائح الخاصة بتصميم و حساب الهيكل الخرسانية المسلحة ) ،

في ضوء النتائج التي تم الحصول عليها من المقارنات تم تقديم الإستنتاجات و التوصيات .

الكلمات المفتاحية : الهيكل الخرسانة, المسلحة الزلازل, الضغوط, الاقتصاد.

# Abstract

The object of this present work consists of a calculation of a reinforced concrete building of R+10 for residential and commercial use.

The load-bearing structure is of the mixed sail-post type and rests on a running sole.

An analytical calculation of the structure was made, followed by a dynamic calculation using the Robot Structural Analysis software. These calculations were made according to the Algerian regulations: RPA99 version 2003 (seismic regulation) and the CBA93 (the regulation of design and calculation of reinforced concrete structures).

In the light of the results obtained from the comparisons, conclusions and recommendations were given.

**Key words:** Structure, reinforced concrete, earthquake, stresses, economy.

## ● Introduction :

## ● Généralité :

L'Algérie est parmi les pays qui est soumise à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants .

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol. Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales. Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+10 en Béton armé) conçu sur un terrain en pente. Il regroupe à la fois logements d'habitations aux et commerces. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques),



L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

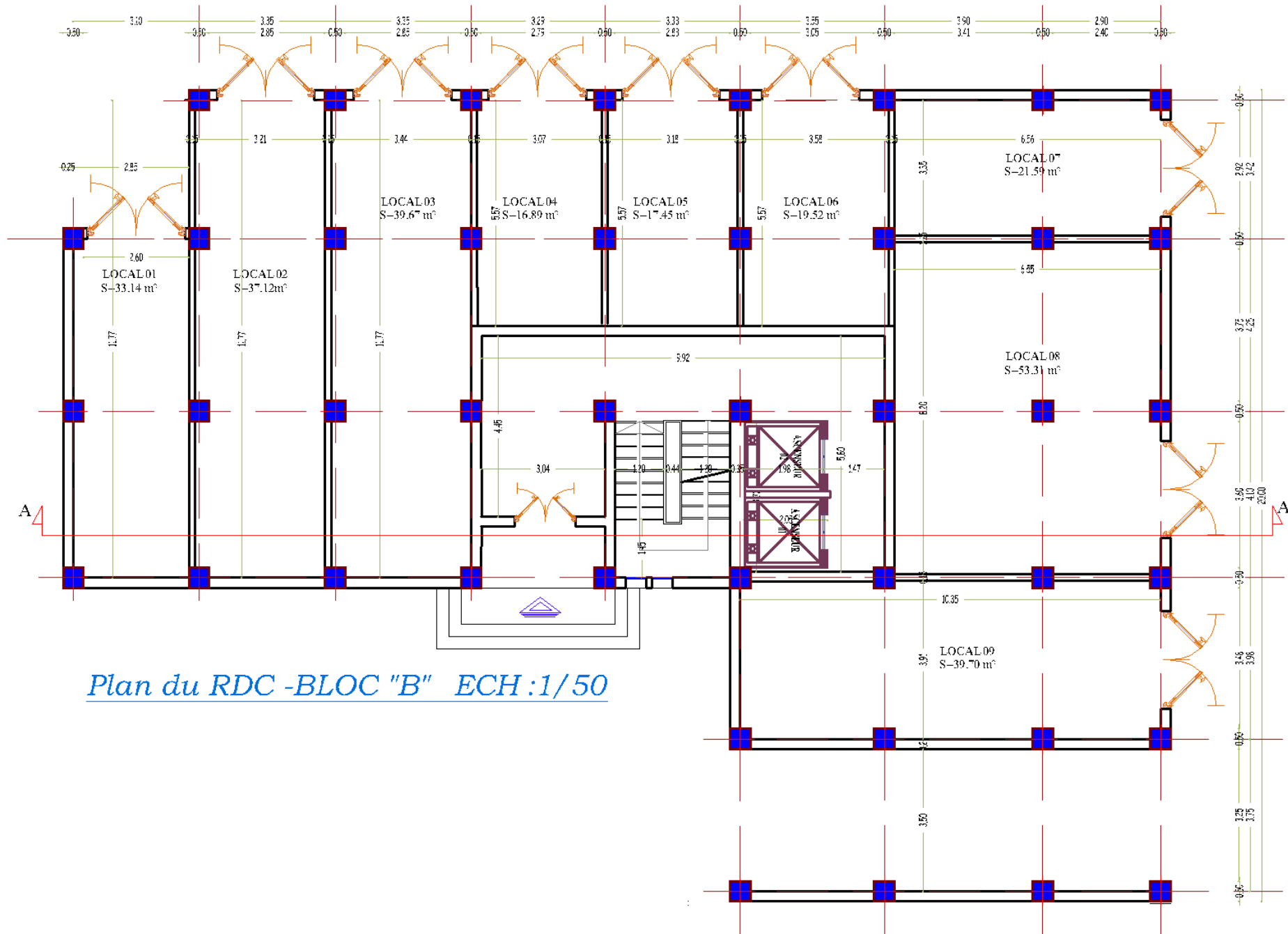
On se base sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités et Description de l'ouvrage.
- Le deuxième chapitre, pour le prédimensionnement et l'étude des éléments structuraux de la structure..
- Le troisième chapitre, pour le prédimensionnement et l'étude des éléments non structuraux.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude sismique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.
- Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

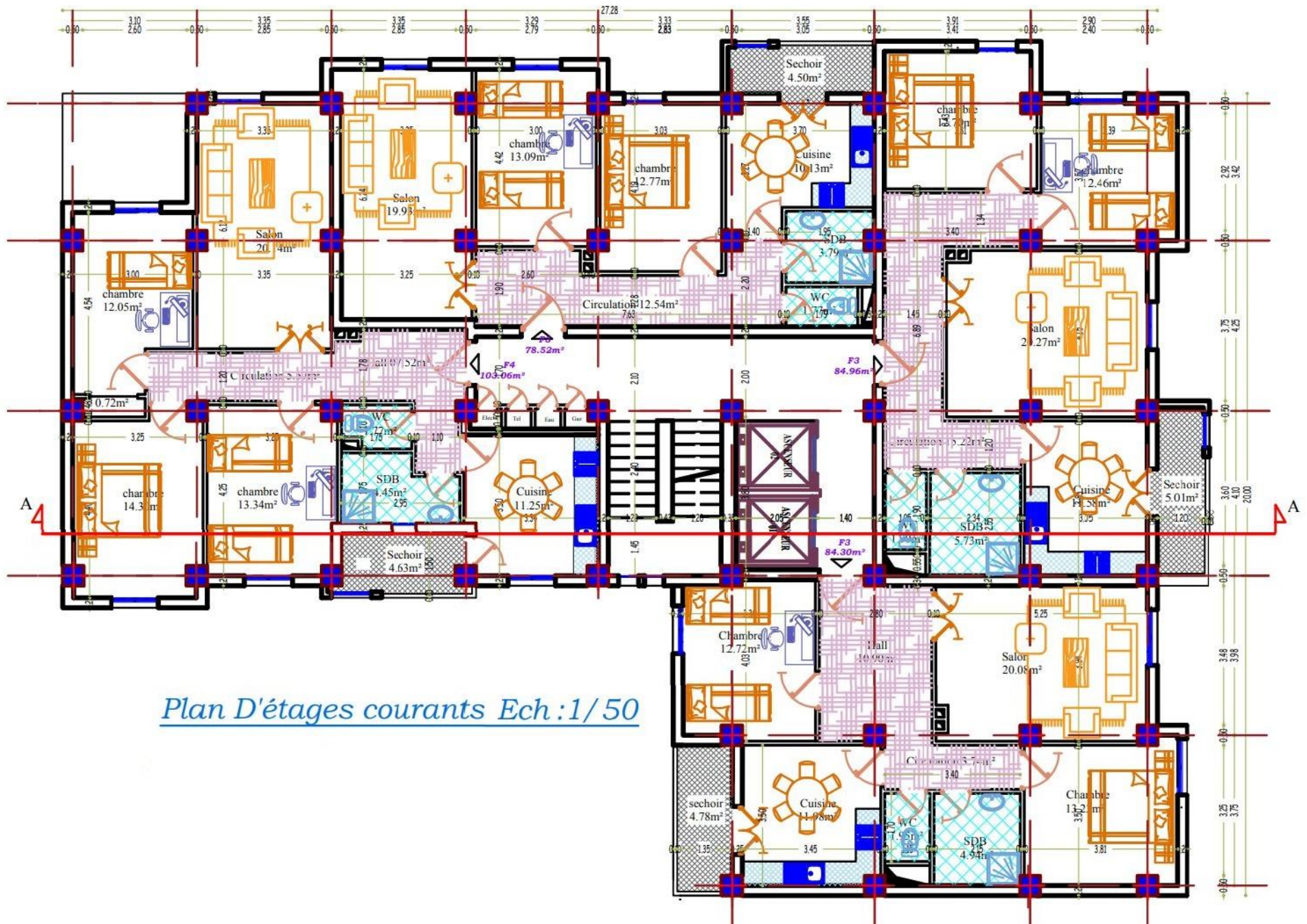


# CHAPITRE I

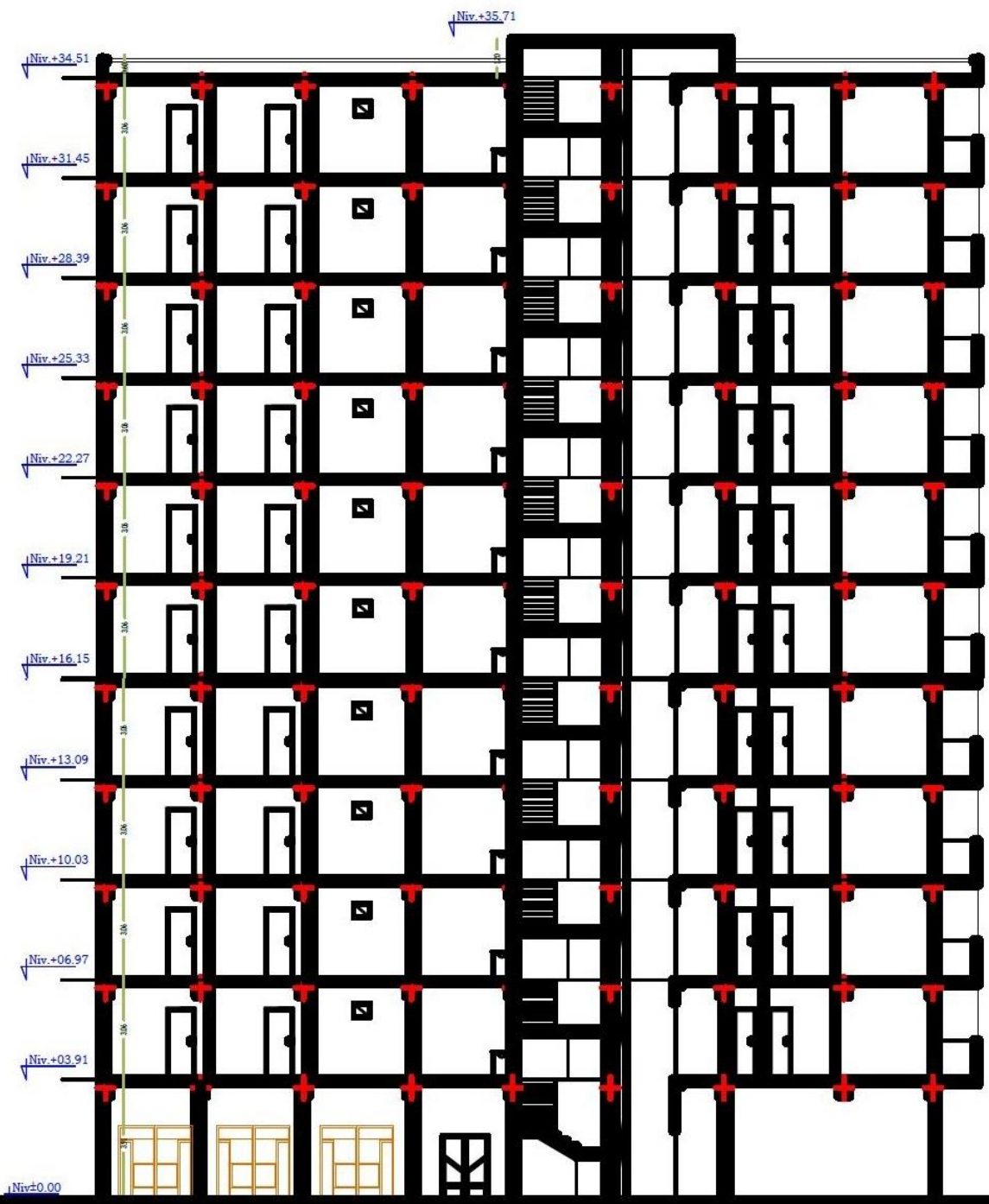
# CHAPITRE I



*Plan du RDC -BLOC "B" ECH:1/50*



*Plan D'étages courants Ech : 1/50*



*Coupe AA .Ech : 1/100*

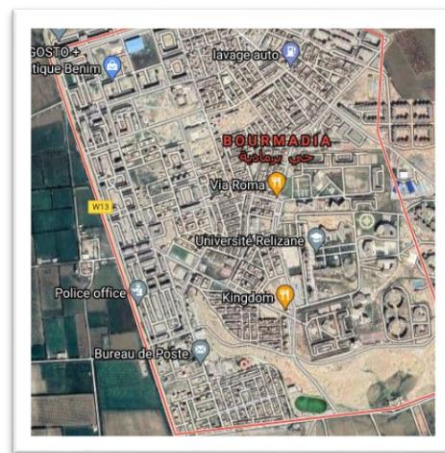
# CHAPITRE I :

## I.1 Introduction :

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière, réalisée par intervention humaine, destinée d'une part à servir d'abri, c'est-à-dire à protéger des intempéries des personnes, des biens et des activités, d'autre part à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle. Un bâtiment est un ouvrage d'un seul tenant composé de corps de bâtiments couvrant des espaces habitables lorsqu'il est d'une taille importante.

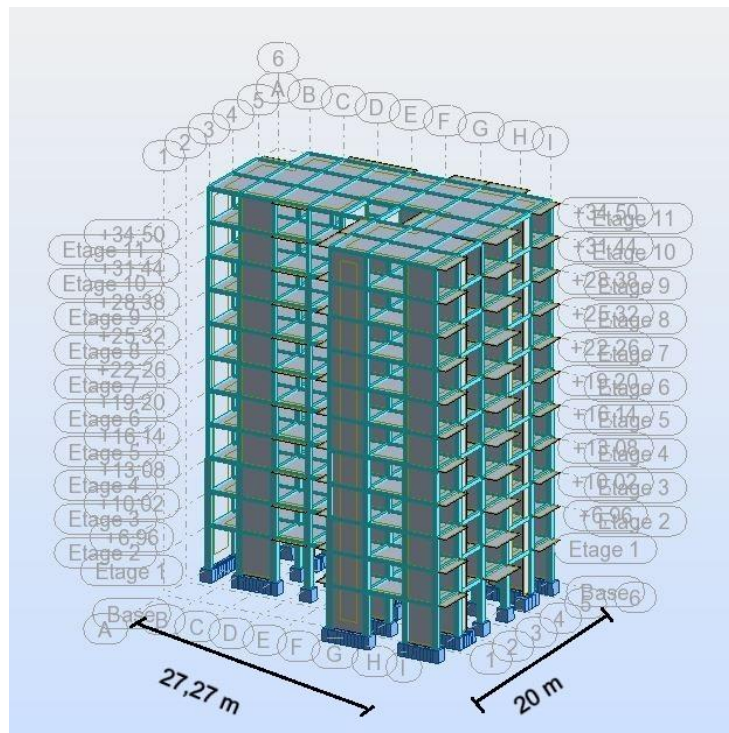
## I.2 Présentation et implantation du projet :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente l'étude d'un bâtiment à usage multiple (habitation et commerces avec parking intégré). Il fait partie d'une opération immobilière de 160 logements (bloc B). Sa structure est en R+10 situé au niveau de la Commune de Relizane, cité 160 logements Lsp Bourmadia ville de Relizane. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/v2003), dont le groupe est d'usage 2 sur un sol rocheux (s1).



### I.3 Les données géométriques

- Longueur du bâtiment ..... 27,27 m.
- Largeur du bâtiment ..... 20,00 m.
- Hauteur des étages courants ..... 03,06 m.
- Hauteur du RDC ..... 03,90 m.
- Hauteur totale de bâtiment..... 34,50 m.



### I.4 Ossature de l'ouvrage :

– Notre bâtiment est une ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 exige que pour toute structure dépasse une hauteur de 14m en zone IIa qu'il est indispensable d'introduire des voiles.

Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles) tel que le cas de ce projet.

### I.5 Caractéristiques du sol

La structure repose sur un sol dont les caractéristiques sont les suivantes :

- La contrainte admissible du sol:  $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$
- L'ancrage minimal des fondations:  $D = 1,5 \text{ m}$ .
- L'angle de frottement interne :  $\varphi = 35^\circ$ .
- La cohésion apparente :  $C = 0 \text{ bar}$ .

- Le coefficient de raideur du sol :  $K = 2,1 \text{ kg/cm}^3$ .

## I.6 Les données structurelles :

L'ossature est constituée par des portiques contreventés par des voiles en béton armé. Le rôle de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

### - a) Les Planchers :

- Les planchers des étages courants seront semi-préfabriqués en corps creux, avec une dalle de compression armée avec un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.
- la dalle du RDC, l'ascenseur et paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines en béton armé assurant une grande rigidité horizontale et une sécurité contre l'incendie.

**- b) Les escaliers :-** Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

### - c) L'acrotère :

- C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher.

### - d) La maçonnerie :

- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements sont en doubles cloisons de briques creuses, avec une lame d'air de 5 cm pour l'isolation thermique et acoustique. Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

### - e) Les balcons :

- Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

### - f) L'ascenseur :

- L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment.

Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif permettant le déplacement de la cabine. L'ascenseur qu'on étudie est un ascenseur sans local de machine ; dans ce nouveau concept, le système de traction de l'ascenseur est placé dans la gaine.

L'ensemble de l'espace occupé par l'ascenseur est donc réduit.

### - g) Les voiles :

- on a deux types de voile, les voiles de contreventement qui reprennent les charges horizontales, et les voiles périphériques qui résistent au poussée de sol.

### - h) Revêtements :

- Les revêtements de la structure sont constitués par :



- du carrelage de 2 cm pour les planchers courants et les terrasses accessibles
- de l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs
- des faux plafonds divers pour les plafonds (bois, métallique, minéral)

### **-i) Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. .

### **-j) Hypothèses de calcul :**

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements BAEL 91 (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

### **k-1-Etats limites ultimes (ELU) :**

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

### **• Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 % et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 % dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 % dans le cas de la compression simple.

### **k-2-Etats limites de service (ELS) :**

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

### **• Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s = 15E_b$ ;  $n = 15$ )  
 $n=15$  : coefficient d'équivalence.

## I-7- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

### I-7-1- Le béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie,

le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91 et le RPA 99 version 2003 applicable en ALGERIE.

A titre indicatif le dosage courant par  $1\text{m}^3$  est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :
  - Gravions : 800 L
  - Sable : 400 L
- Ciment : 300 à 400  $\text{kg}/\text{m}^3$
- Eau de gâchage : 150 à 200 L

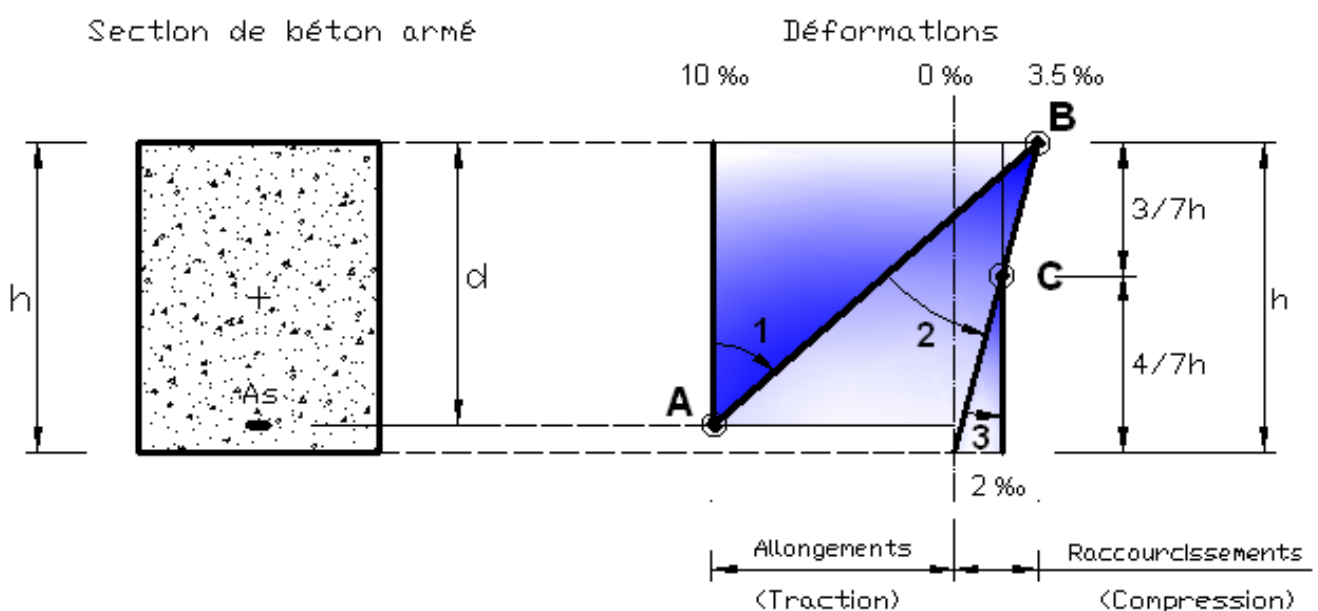


Figure I-1: Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots)

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

Poids volumique du béton :  $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

- **Coefficient de poisson :**

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques...), on prendra :

\*  $\nu = 0 \Rightarrow$  états limites ultimes (béton fissuré).

\*  $\nu = 0,2 \Rightarrow$  états limites de service (béton non fissuré).

Avec

1- **Pivot A** : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

2- **Pivot B** : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

3- **Pivot C** : compression simple ou composée.

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

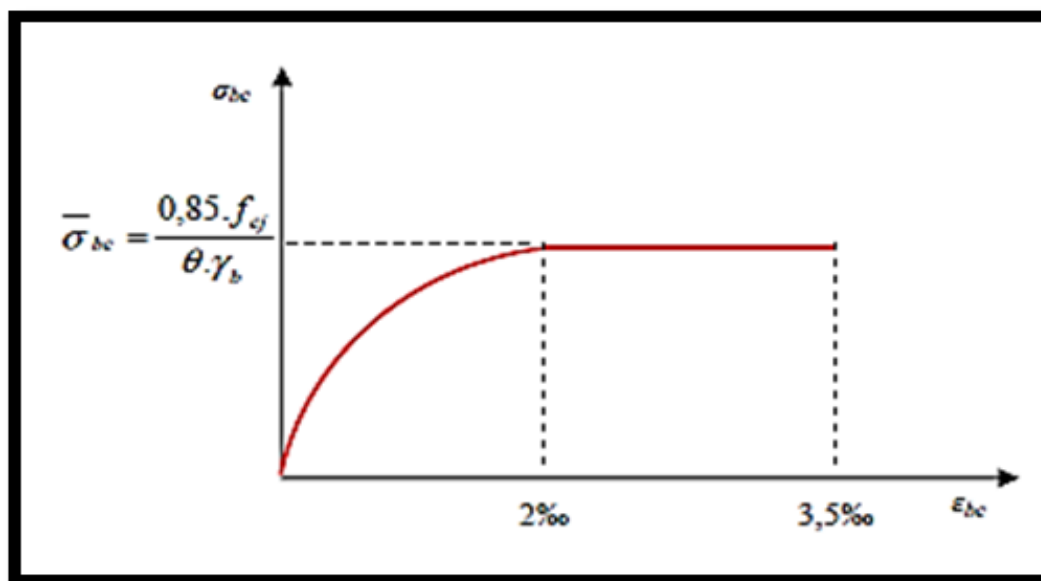


Figure I-1: Diagramme parabolique-rectangle (béton).

La résistance caractéristique à la traction d'un béton est donnée par la formule :

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

Cette formule étant valable pour les valeurs de :  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$ .

## Contraintes limites de compression :

- La contrainte limite ultime du béton comprimé est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.3.4.1.}) [2]$$

Avec  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

- Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

➤  $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$  (situations durables et transitoires)

➤  $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,5 \text{ MPa}$  (situations accidentelles)

- La contrainte limite service du béton comprimé est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.5.2}) / \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

### La contrainte ultime de cisaillement (C.B.A 93, A.5.1.2.1) :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- **Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :**

$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

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

### 3- Module de déformation longitudinale du béton (C.B.A 93, A.2.1.2.) :

- **Le module de déformation longitudinale instantané :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton  $E_{ij}$  est donné par :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

- **Le module de déformation longitudinale différée :**

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, utilise le module de déformation longitudinale différée  $E_{ij}$  qui est donné par la formule :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPa}$$

#### 4- Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa. (C.B.A 93, A.2.2.1.)}$$

#### Caractéristique de l'acier :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie  $F_e$  sont données par le tableau suivant :

**Tableau 1: r écapitulatif des Valeurs de la limite d' élasticité  $F_e$ .**

Type	D ésignation	Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)
<b>Ronds lisses</b>	FeE235	235
<b>Barre HA</b>	FeE400	400
	FeE500	500
<b>Treillis soud és Lisses</b>	TSL	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance

F<sub>e</sub>E400 Type 1 → (limite d'élasticité  $f_e = 400\text{MPa}$ )

## 5- Contraintes limites :

### ✓ Etat limite ultime (E.L.U):

La contrainte admissible de l'acier est définie par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \varepsilon_s \geq \varepsilon_L$$

(C.B.A 93 A.2.2.2).

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \rightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_L$$

Avec :

$\varepsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

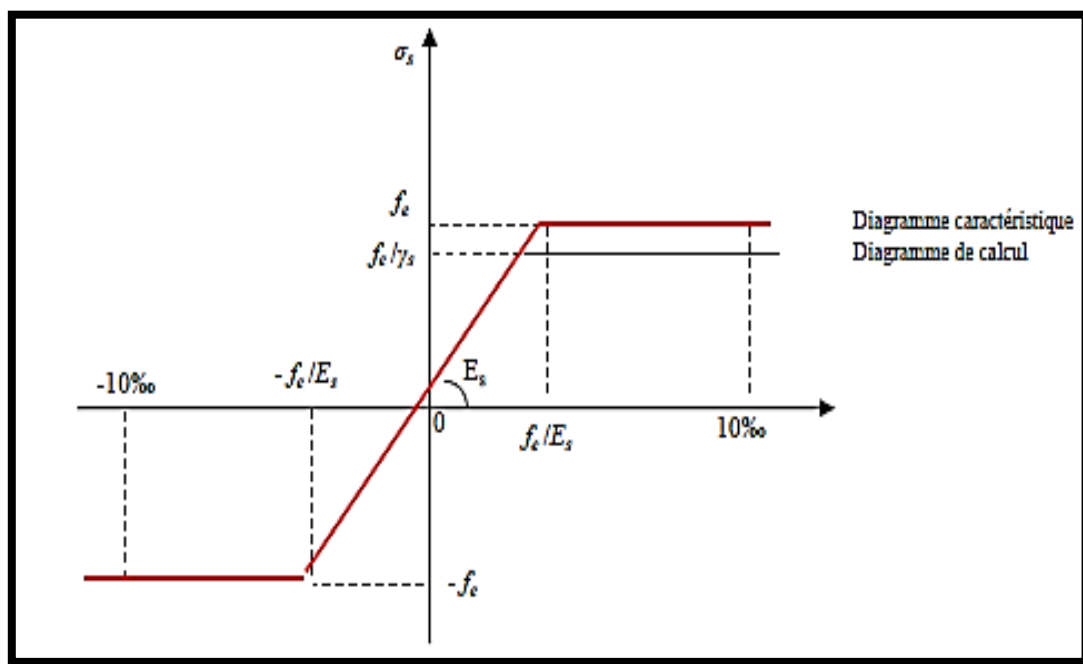


Figure I-3: Diagramme contraintes-déformations (Acier).

$f_e$  : Limite d'élasticité garantie.

Le diagramme contraintes d'éformations de calcul se déduit de précédent en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport  $\frac{1}{\gamma_s}$ .

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1 & \text{en situation accidentaire} \end{cases}$$

Avec :  $\sigma_s$  limite élastique de l'acier utilisé ;

D'où l'on aura :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 348 \text{ Mpa} & \text{situation normale.} \\ \sigma_s = 400 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

### ✓ État limite de service (E.L.S):

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,6 \text{ pour les HA de diamètre } \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les HA de diamètre } < 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,0 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \end{array} \right.$$

✓ **Fissuration pr éjudiciable** :  $\bar{\sigma}_s \leq \min ((2/3) f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{tj}})$

Donc :  $\bar{\sigma}_s \leq 201,63 \text{ MPa (H.A)}$

$\bar{\sigma}_s \leq 156,66 \text{ MPa (R.lisses) avec } f_e = 235 \text{ MPa}$

✓ **Fissuration tr ès pr éjudiciable** :  $\bar{\sigma}_s \leq \min ((1/2) f_e ; 90\sqrt{\eta * f_{tj}})$

Donc :  $\bar{\sigma}_s \leq 164,97 \text{ MPa (H.A)}$

$\bar{\sigma}_s \leq 117,5 \text{ MPa (R.lisses) avec } f_e = 235 \text{ MPa}$

✓ **Fissuration peu nuisible** : aucune vérification n'est requise pour les aciers.

### • Diagramme contraintes d éformations de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (BAEL 91, art A.2.2,2)

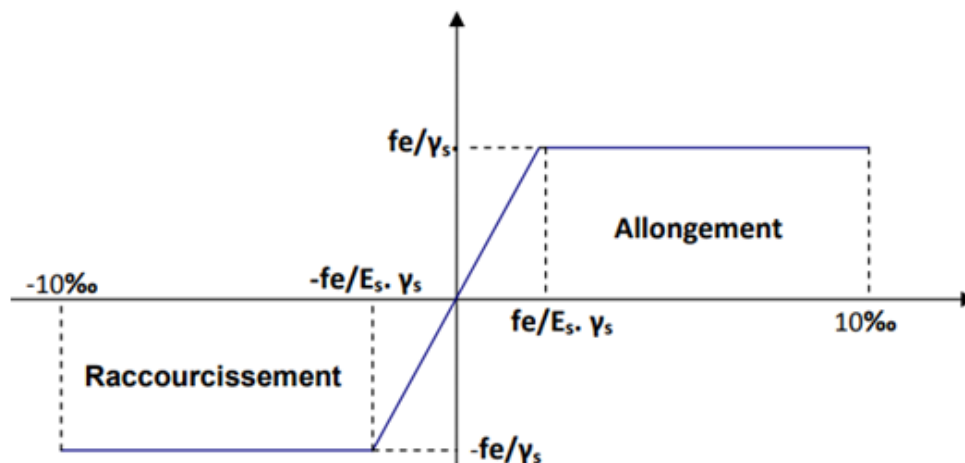


Figure I-5 : Diagramme contrainte d éformation

## **I-7-2 - Protection des armatures : (BAEL 91, art A.7.2,4)**

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

- $C \geq 5\text{cm}$  : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$  : pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.

## **I-8 -La réglementation utilisée :**

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

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



# CHAPITRE II

# CHAPITRE II

## CHAPITRE II :

### Pr édimensionnement des é éléments structuraux :

#### II.1. Introduction :

L'objectif du pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis.

Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

### II.2 Pr édimensionnement des é éléments structuraux

#### II.2.1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontales. Il existe deux types de poutres, **principales et secondaires (Chaînes)**.

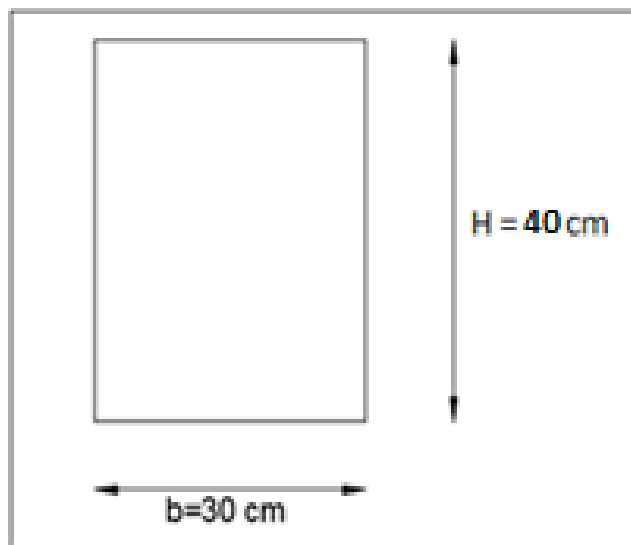


Figure II-1: Section des poutres principales

#### 1-Poutres principales :

Elles supportent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

Critère de flèche :

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

Avec :

L : distance de la port ée libre de la poutre et on choisit la plus grande port ée.

h : hauteur de la poutre.

✓ On a :  $L = 4,25 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \\ 28,33 \text{ cm} \leq h \leq 42,5 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } \mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

$$\{0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow \text{On prend : } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

### V é r i f i c a t i o n s :

**R.P.A 99** version2003 :

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  .....condition v é r i f i é e.
- ✓  $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  .....condition v é r i f i é e.
- ✓  $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,33 \leq 4$ .....condition v é r i f i é e.

◆ Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$(\mathbf{h} \times \mathbf{b}) = (40 \times 30) .$$

### 2-Poutres secondaires :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Crit è r e de fl è c h e :

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

Avec :

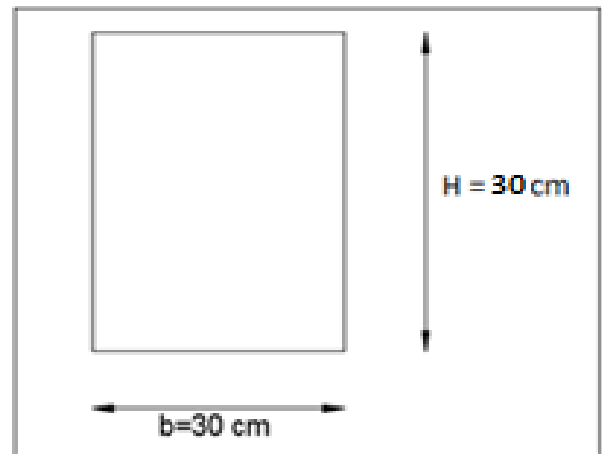
L : distance de la port ée libre de la poutre  
et on choisit la plus petite port ée.

( $L = 3.60 \text{ m}$ )

h : hauteur de la poutre.

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \\ 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

$$\text{et } \begin{cases} 0,4h \leq b \leq 0,8h \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{On prend: } \mathbf{b = 20 \text{ cm}}$$



**Figure II-2: Section des poutres secondaires.**

### R.P.A 99 version 2003 :

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- ✓  $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- ✓  $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.5 < 4$  .....condition vérifiée.
- ◆ Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :

$$(h \times b) = (30 \times 20) .$$

**Conclusion : Les sections adoptés sont :**

**Poutres principales ( 40 x 30 ) cm<sup>2</sup>**

**Poutres secondaire ( 30 x 20 ) cm<sup>2</sup>**

### **II.2.2 Les planchers :**

Le plancher est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide, associée à un système de poutres formant nervures. Elle sert de séparation entre deux niveaux successifs, il permet la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliqués aux éléments porteurs. Pour notre bâtiment deux types de plancher sera utilisés :

- **Plancher a corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm en parties courantes.**
- **Plancher en Dalle pleine aux RDC, dans la cage d'escalier , l'ascenseur et balcons.**

### **1-Plancher en dalle pleine :**

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 3,90 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4,25 \text{ m}$$

- **Condition de résistance :**

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Pour } \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.40 \text{ alors : } \begin{cases} h_0 \geq (L_x / 20) \text{ pour un panneau isolé.} \\ h_0 \geq (L_x / 35) \text{ pour une dalle continue.} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.40 \text{ alors : } \begin{cases} h_0 \geq (L_x / 30) \text{ pour un panneau isolé.} \\ h_0 \geq (L_x / 50) \text{ pour une dalle continue.} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$L_x=3.90m \quad L_y=4,25m$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{390}{425} = 0,92 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle est considérée comme portant dans deux directions.}$$

$$\Rightarrow \frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{390}{50} \leq e_p \leq \frac{425}{30} \Rightarrow 7,8 \text{ cm} \leq e_p \leq 14,17 \text{ cm}$$

On prend  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

**Résistance au feu :**

$e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow$  Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$  Pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 17,5 \text{ cm} \rightarrow$  Pour un coupe-feu de quatre heures

Notre structure est compartimentée en coupe-feu de 2 heures.

D'où :  $e \geq 11 \text{ cm}$

**Donc on optera pour un épaisseur :  $e = 15 \text{ cm}$**

➤ **L'isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

**- Condition d'isolation phonique :**

Contre les bruits ariens :  $2500 \times h_t \geq 350 \text{ daN/m}^2 \rightarrow h_t = 14 \text{ cm}$

Contre les bruits d'impacts :  $2500 \times h_t \geq 400 \text{ daN/m}^2 \rightarrow h_t = 16 \text{ cm}$

➤ **Condition de flèche :**

**L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq ht \leq \frac{L}{20} \\ \frac{L}{35} \leq ht \leq \frac{L}{25} \end{array} \right\} \Rightarrow 13 \text{ cm} \leq ht \leq 19,5 \text{ cm}$$

Avec :

$h_t$  : épaisseur total du plancher

$L$  : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives

On a:  $L = 390 \text{ cm} \Rightarrow 11,14 \text{ cm} \leq h_t \leq 15,6 \text{ cm}$

$\Rightarrow$  On prend :  $h_t = 15 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \{ ep = 15 \text{ cm (Condition de r} \text{istance)} \} \\ \{ ht = 15 \text{ cm (Condition de fl} \text{e)} \} \end{array} \right\}$$

$\Rightarrow$  Donc On prend L'épaisseur du plancher en dalle plein  $e = 15 \text{ cm}$

## 2-Plancher a corps creux :

Les planchers d'étages courant sont de type corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher.
- Raison économique.

- Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Les planchers à corps creux sont considérés comme des éléments qui travaillent dans une seule direction, ils sont constitués par des poutrelles, d'hourdis et une dalle de compression, comme indiqué la figure suivante :

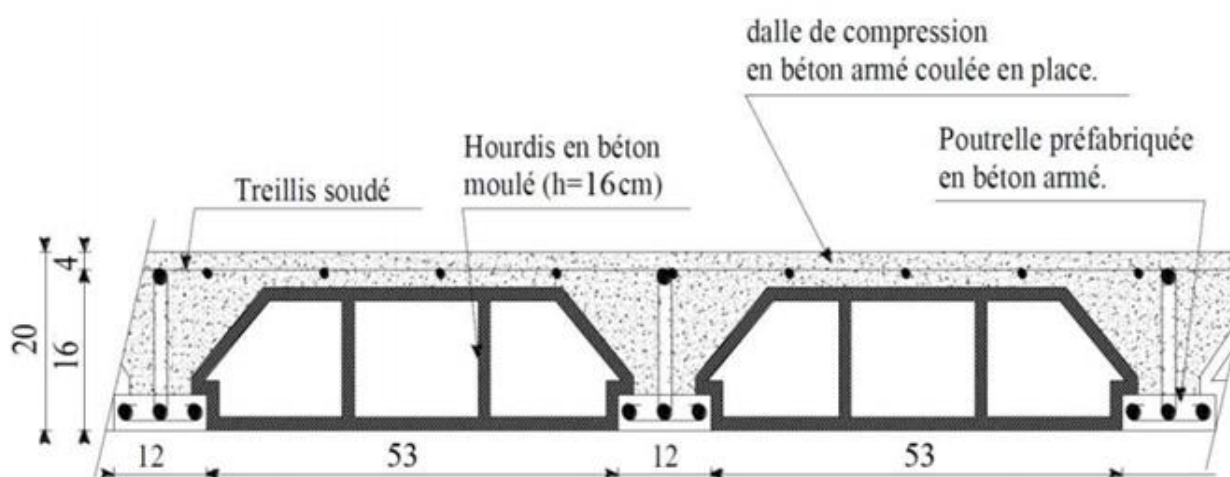


Fig II-3 Plancher à corps creux 16+4

L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

- $h_t$  : épaisseur total du plancher
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression

➤ **Condition de flèche :**

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

**L** : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives

On a:  $L = 390 - 25 = 365 \text{ cm} \Rightarrow 14,6 \text{ cm} \leq h_t \leq 18,25 \text{ cm}$

⇒ **On prend :  $h_t = 20 \text{ cm} = (16+4) \text{ cm}$**

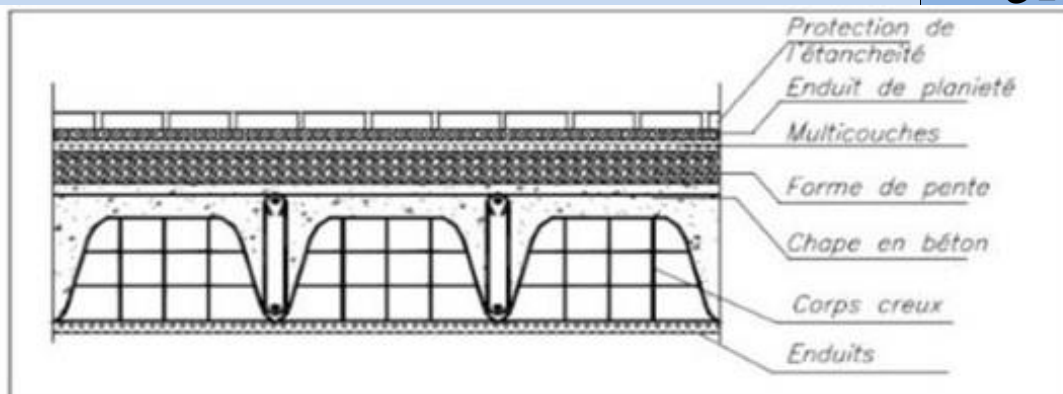
- $h_0 = 4 \text{ cm}$  Épaisseur de la table de compression.
- $h_t = 16 \text{ cm}$  Épaisseur du corps creux.

### II-3-1. Charges permanentes:

#### **a- Terrasse inaccessible :**

Charges permanentes **G** :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection en gravillon roulés	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Isolation thermique au liège	0,04	4	0,16
5	Feuille de polyâne (par	/	/	0,02
6	Plancher à corps creux	0,20	14	2,80
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				<b>G = 5,84</b>



**Fig II-4 : coupe d'un plancher terrasse à à corps creux**

**b- Etage courant:**Charges permanentes **G** :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher à corps creux	0,20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	briques creuses	0,10	9	0,90
7	enduit de plâtre	0,02	10	0,20 × 2
				<b>G= 5,50</b>

**b- RDC :**Charges permanentes **G** :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	briques creuses	0,10	9	0,90
7	enduit de plâtre	0,02	10	0,20 × 2
				<b>G= 6,45</b>



## c- Maçonnerie

### Mur extérieurs :

7°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/ m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,15	13	1,95
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,10	9	0,90
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
				<b>G= 3,49</b>

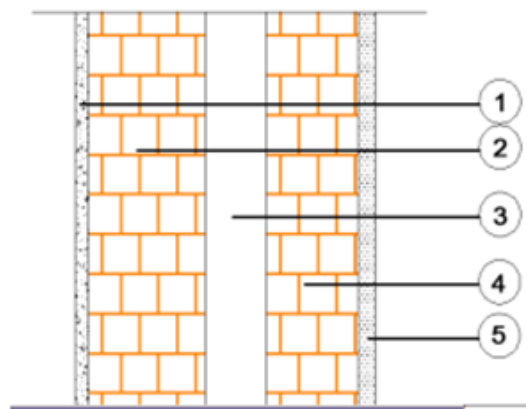


Fig II-5. Coupe verticale du mur extérieur

### Mur intérieurs :

7°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/ m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0,02X2	10X2	0,40
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
				<b>G= 1,30</b>

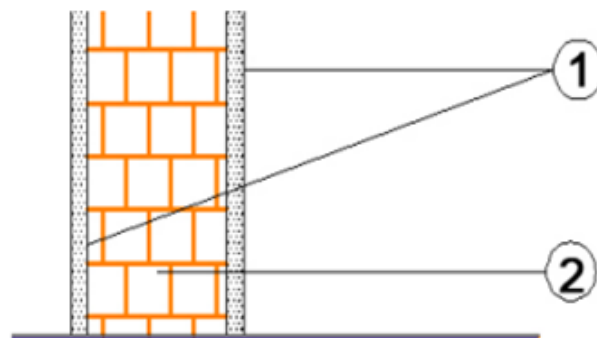
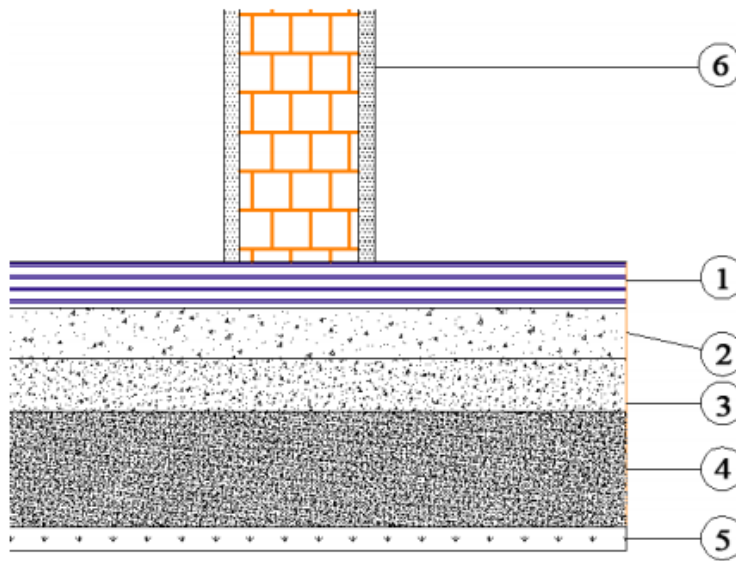


Fig II-6. Coupe verticale du mur intérieur

**d- Plancher a dalle pleine balcon :**

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,15	22	0,44
6	Mur intérieur	0,10	/	1,30
				<b>G = 6,69</b>



**Fig II.7. Coupe verticale du plancher en dalle pleine**

**e- Dalle pleine autour de l'ascenseur :**

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de pose	0,02	20	0,40
2	Lit de sable	0,02	18	0,36
3	Plancher à Dalle pleine	0,15	25	3,75
4	Enduit de ciment	0,15	22	0,44
				<b>G = 4,95</b>

### II.3.2. Les charges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

<b><i>Plancher terrasse inaccessible</i></b>	<b>1.00 KN/m<sup>2</sup></b>
<b><i>Plancher étage courant à usage d'habitation</i></b>	<b>1.50 KN/m<sup>2</sup></b>
<b><i>Balcons</i></b>	<b>3.50 KN/m<sup>2</sup></b>
<b><i>Acrotère</i></b>	<b>1.00 KN/m</b>
<b><i>Escalier et hall d'ascenseur</i></b>	<b>2.50 KN/m<sup>2</sup></b>

### II.3.3. Les combinaisons d'action :

#### ○ Planchers terrasse (inaccessible) :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,84 + 1,5 \times 1 = 9,384 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 5,84 + 1,00 = 6,84 \text{ kN/m}^2$$

#### ○ Planchers RDC :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,45 + 1,5 \times 1,50 = 10,96 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 6,45 + 1,50 = 7,95 \text{ kN/m}^2$$

#### ○ Planchers étage courant :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,50 + 1,5 \times 1,50 = 9,675 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 5,50 + 1,50 = 7,00 \text{ kN/m}^2$$

#### ○ Planchers balcon :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,69 + 1,5 \times 1,50 = 11,28 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 6,69 + 1,50 = 8,19 \text{ kN/m}^2$$

#### ○ Planchers ascenseur :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,95 + 1,5 \times 1,50 = 8,93 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 4,95 + 1,50 = 6,45 \text{ kN/m}^2$$

## II.4. Pr édimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments destinés à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux dues au vent et au séisme.

Le RPA99/V2003 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

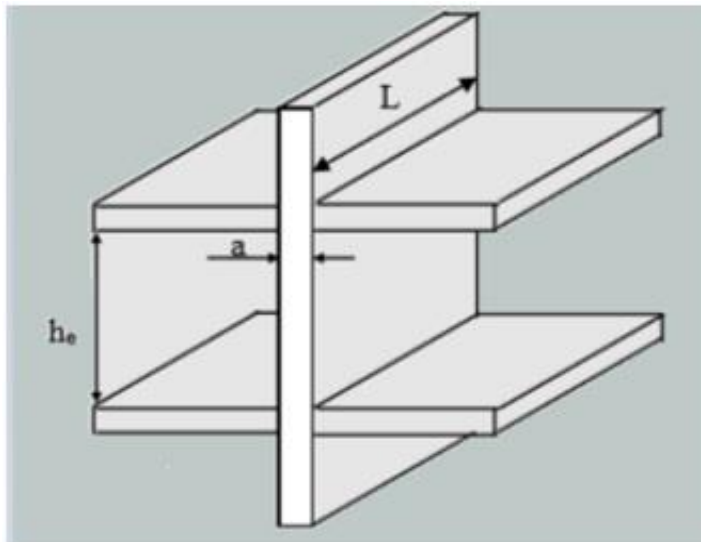


Fig II.8. Coupe de voile

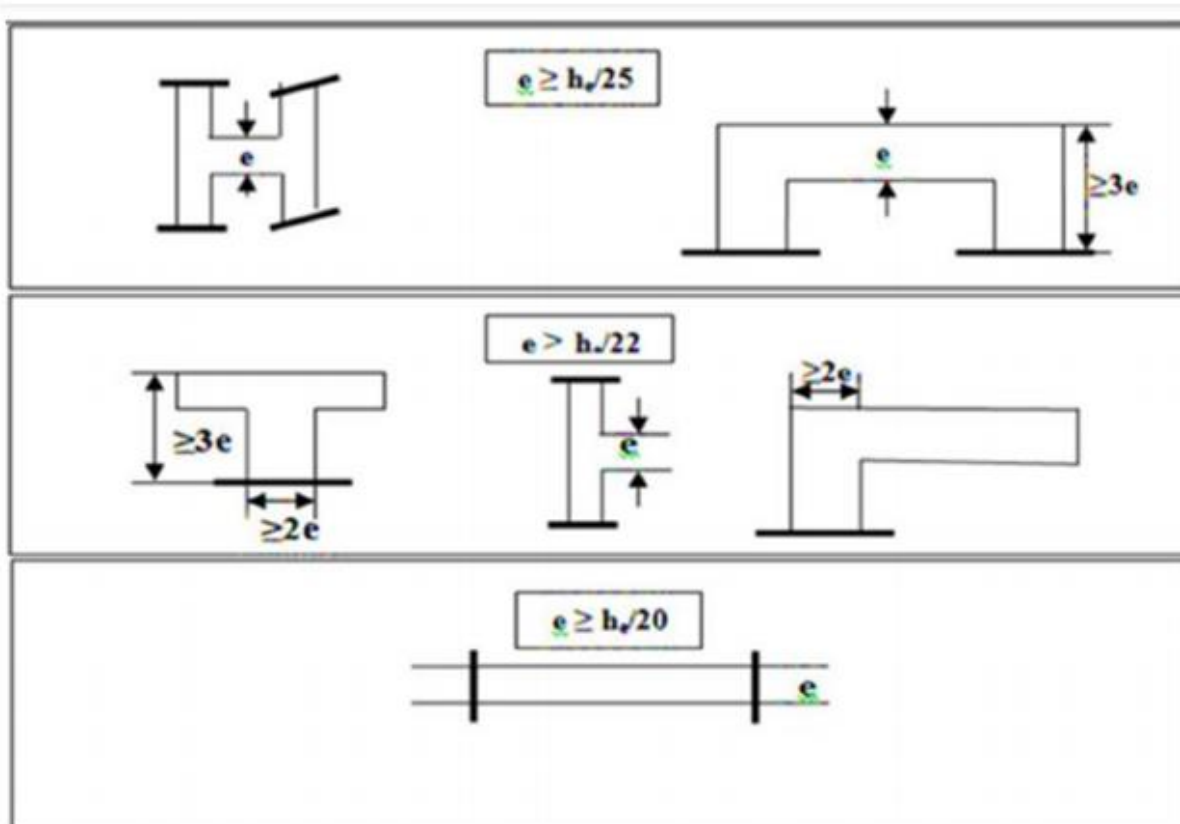


Fig II.9. (RPA) : Pr édimensionnement des voiles

✓  $L > 4a$

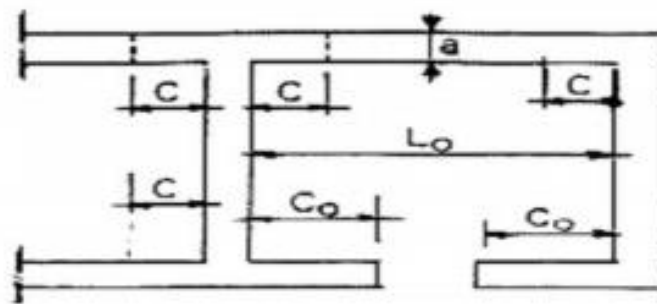
✓  $a \geq h_e / 20$  Avec :

L : longueur du voile.

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

he : hauteur libre d'étage.

Pour les calculs de l'inertie des voiles, il est admis de considérer l'influence des murs perpendiculaires. La longueur du mur prise en compte de chaque côté devrait être la plus petite des valeurs indiquées sur la figure ci-dessous.



$$c \leq \min (8a; L_0/2; C_0)$$

### II.4.1- Epaisseur des voiles :

he = h étage – épaisseur du plancher

#### ❖ Voile du RDC :

$$h_e = 3,90 - 0,15 = 3,75 \text{ m} \rightarrow a \geq 375/20 = 18,75 \text{ cm}$$

**L'épaisseur adoptée pour les voiles du RDC est de 20 cm.**

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :  $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$ .

$L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$  donc la condition est satisfaite

#### ❖ Voile d'étage courant :

$$h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86 \text{ m} \rightarrow a \geq 286/20 = 14,3 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un choix initial:  $e = 15 \text{ cm}$  (minimum RPA) l'épaisseur du voile sera fix é selon l'étude sismique en utilisant le choix par tâtonnement.

❖ **Voile d'ascenseur :**

$a \geq 286/25 = 11,44$  Donc on adoptera de choix :  $e = 15 \text{ cm}$  (minimum RPA)

**Tableau II-1 : Pr édimensionnement des voiles.**

	h (m)	h <sub>e</sub> (m)	L (m)	h <sub>e</sub> /20(m)	a (cm)	L ≥ 4xa ?
RDC	3,90	3,75	2,9	0,19	20	ok
Etage courant	3,06	2,86	2,9	0,143	15	ok
Ascenseur	3,90	3,75	2,05	0,15	15	ok

**II-5. Les poteaux:**

**II-5-1- Le Pr édimensionnement des poteaux :**

Le pr édimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge, pour le poteau le plus sollicit é En tenant compte des limites impos ées par le (RPA 99 modifi é 2003). Le RPA nous impose pour la zone (IIa), Les dimensions des poteaux doivent satisfais les trois conditions suivantes :

- ✓ Respect des crit ères de r ésistance.
- ✓ Respect des conditions du RPA 99.
- ✓ Satisfaction des conditions de flambement.

Pour avoir le cas le plus d éfavorable, on va consid érer des poteaux de dimensions pr éliminaires d éfinies ci-apr ès pour le calcul des poids propres de ces derniers.

**Tableau II.2. Dimensions pr éliminaires des poteaux et leur poids propres**

Niveau	Dimensions ( <b>bb</b> × <b>hh</b> ) cm <sup>2</sup>	poids propre g (KN) g = h × b he yc
RDC	(55 × 55)	29,50
Etages 1 et 2	(50 × 50)	24,38

Etages 3 et 4	(45×45)	15,49
Etages 5 et 6	(40×40)	12,24
Etages 7 et 8	(35×35)	9,37
Etages 9 et 10	(30×30)	6,89

Avec :  $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$  : poids volumique du béton.

He: hauteur du poteau

He = 3.90 m pour le sous sol et le RDC

He = 3,06 m pour des étages

### II.5.2 Etapes de pr édimensionnement :

Calcul de la surface reprise par chaque poteau.

- Calcul la d écente de charge (charge permanent, charge exploitation).
- La section du poteau est alors calcul ée aux états limite ultime (ELU) vis- à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit être v érifie vis- à-vis l'état limite de service.
- La section du poteau obtenue doit v érifier les conditions minimales impos ée par le RPA99 (version 2003).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b1, h1)} \geq 25\text{cm} \\ \text{Min (b1, h1)} \geq h_e / 20 \\ 1/4 < b1 / h1 < 4 \end{array} \right\}$$

Les poteaux sont pr édimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$  tel que :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :  $S \leq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{bc}}}$

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite de service du béton en compression.

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

$N_s$  : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge

### II.5.3 Charges et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est C2.

#### a. Surface d'influence :

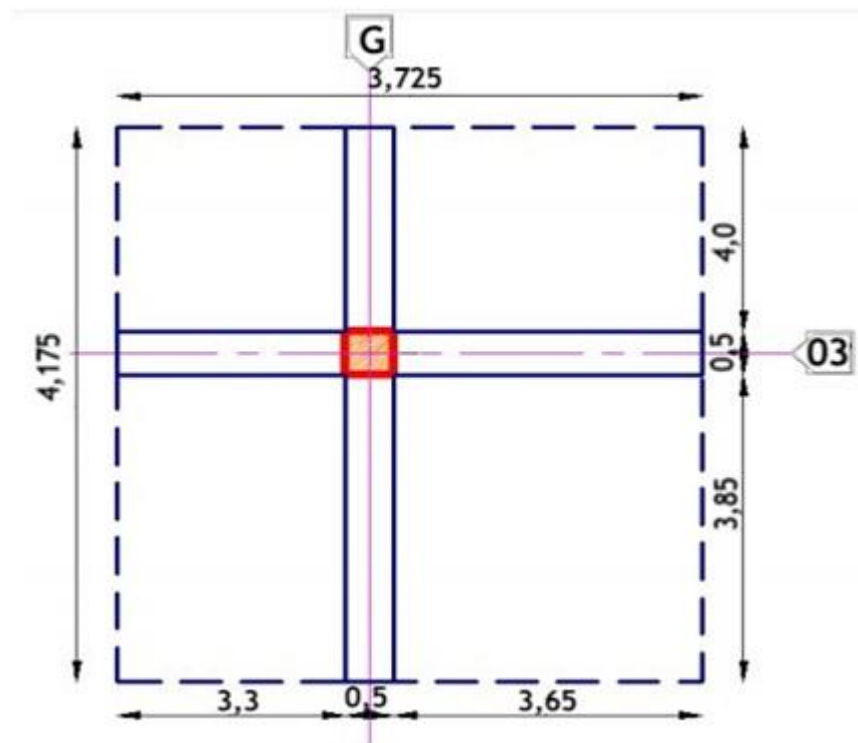


Fig II.10. Surface d'influence du poteau G3

#### Surface nette :

$$S_n = (4,175 \times 3,65) + (4,175 \times 3,3) + (3,3 \times 3,85) + (3,65 \times 3,85)$$

$$S_n = 15,2388 + 13,7775 + 12,705 + 14,0525$$

$$S_n = 55,77 \text{ m}^2$$



### **Surface brute :**

$$S_b = 3,725 \times 4,175$$

$$S_b = 15,55 \text{ m}^2$$

### **b. Poids revenant à chaque plancher :**

$$\text{Poids du plancher } P = G_t \times S_n$$

	Charge permanente ( KN/m <sup>2</sup> )	Section nette ( m <sup>2</sup> )	G <sub>p</sub> ( KN )
Plancher terrasse inaccessible	5,84	15,55	90,81
Plancher d'étage courant	5,50	15,55	85,52

### **c. Surcharge d'exploitation :**

	Surcharge permanente ( KN/m <sup>2</sup> )	Section nette ( m <sup>2</sup> )	Q ( KN )
Plancher terrasse inaccessible	1,00	15,55	15,55
Plancher d'étage courant	1,50	15,55	23,33
Plancher d'étage commercial	2,50	15,55	38,88

### **d. Poids propre revenant à chaque poutre :**

- Poutres principales :

$$\text{Avec: } \rho = 25 \text{ Kn/m}^3$$

$$G_{pp} = (0,45 \times 0,30) \times 25 \times 4,175 = 12,53 \text{ KN}$$

- Poutres secondaire :

$$G_{ps} = (0,30 \times 0,20) \times 25 \times 3,725 = 5,58 \text{ KN}$$

D'où le poids total des poutres est :

$$G_p = 12,53 + 5,58$$

Ce qui donne :  $G_p = 18,11 \text{ KN}$

### **e. Poids propre des poteaux :**

**Pour le poids propre du poteau on utilisera la section minimale du RPA préconisée pour la zone IIa à savoir (25x25) cm<sup>2</sup>**

Poids du poteau du RDC et étages courants :

$$G = 0,25 \times 0,25 \times 2,66 \times 25 = 4,16 \text{ KN}$$

### **II.5.4- Loi de dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étage :**

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux. Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre ouvrage. Coefficients de dégression de surcharges :

On procède comme suit :

$$Q_0 = Q_{PT} = 21,27 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{10} = Q_{PC} = 31,91 \text{ KN.}$$

$$\text{Sous les étages inférieurs à 5 : } Q_0 = \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous.

**Tableau II-3 : Dégression verticale des charges**

i =	Niveau	Formule de calcul	Charge d'exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )
0	Sous T érasse	$Q_0$	1,00
1	Sous 10 Étage	$Q_0 + Q$	2,50
2	Sous 9 Étage	$Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$	3,85
3	Sous 8 Étage	$Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$	5,05
4	Sous 7 Étage	$Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$	6,10
5	Sous 6 Étage	$Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$	7,00
6	Sous 5 Étage	$Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$	7,75
7	Sous 4 Étage	$Q_0 + 0.714 \times 7 \times Q$	8,50
8	Sous 3 Étage	$Q_0 + 0.688 \times 8 \times Q$	9,25
9	Sous 2 Étage	$Q_0 + 0.667 \times 9 \times Q$	10
10	Sous 1 Étage	$Q_0 + 0.667 \times 10 \times Q$	10,75

**Tableau II-4 : Pr édimensionnement des poteaux**

i=	He	Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	NUPP (KN)	NUPS (KN)	Nu Pot (KN)	Nu pL (KN)	NU (KN)	Crit ère de Résistance			R P A					Flambe ment
										Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	a Choisi (cm)	Bc (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	min (a,b) ≥ 25 ?	min (a,b) ≥ h <sub>e</sub> /20 ?	1/4 ≤ a /b ≤ 4 ?	
00	3,06	Sous T érasse	5,84	1,00	15,795	8,606	-	155,540	179,941	119 , 259	12,921	30,00	239,921	15,489	ok	ok	ok	24,735
01	3,06	Sous 10 Étage	11,34	2,50	31,590	17,213	8,080	315,903	372,785	247,069	17,718	30,00	497,047	22,295	ok	ok	ok	24,735
02	3,06	Sous 9 Étage	16,84	3,85	47,385	25,819	16,160	472,537	561,900	372408	21,298	35,00	749,200	27,372	ok	ok	ok	21,201
03	3,06	Sous 8 Étage	22,34	5,05	63,180	34,425	27,157	625,441	750,203	497,208	24,298	35,00	1000,271	31,627	ok	ok	ok	21,201
04	3,06	Sous 7 Étage	27,84	6,10	78,975	43,031	38,154	774,616	934,777	619,538	26,891	40,00	1246,369	35,304	ok	ok	ok	18,551
05	3,06	Sous 6 Étage	33,34	7,00	94,770	51,638	52,518	920,062	1 118,988	741,626	29,233	40,00	1 491,983	38,626	ok	ok	ok	18,551
06	3,06	Sous 5 Étage	38,84	7,75	110,565	60,244	66,882	1 061,778	1 299,469	861,243	31,347	45,00	1 732,625	41,625	ok	ok	ok	16,490
07	3,06	Sous 4 Étage	44,34	8,50	126,360	68,850	85,062	1 203,494	1 483,766	983,389	33,359	45,00	1 978,355	44,479	ok	ok	ok	16,490
08	3,06	Sous 3 Étage	49,84	9,25	142,155	77,456	103,241	1 345,210	1 668,063	1105,534	35,250	50,00	2224,084	47,160	ok	ok	ok	14,841
09	3,06	Sous 2 Étage	55,34	10,00	157,950	86,063	125,685	1 486,927	1 856,624	1230,506	37,079	50,00	2 475,499	49,754	ok	ok	ok	14,841
10	3,90	Sous 1 Étage	61,79	10,75	173,745	94,669	148,129	1 649,900	2 066,443	1369,567	39,008	55,00	2 755,257	52,491	ok	ok	ok	16,195



# CHAPITRE III

# CHAPITRE III

## CHAPITRE III :

### Pr édimensionnement des é éléments non structuraux :

#### **III.1.L'acrotère :**

El éments structural contournant le b âtiment, l'acrot ère est con çu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-m ême et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrot ère, r éalis éen b êton arme, est assimil é à une console encastr ée au dernier plancher (syst ème isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrot ère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pond ée estim ée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique  $F_p$ .

#### **III.1.2.D étermination des sollicitations :**

L'acrot ère est sollicité par :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge d'exploitation, on prend le maximum entre (1 KN et  $F_p$ )

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \text{ (RPA 99 V 2003)}$$

Zone IIa et ouvrage  $\rightarrow A = 0,15$ .

Acrot ère en consol  $\rightarrow$  facteur des forces horizontales  $C_p = 0,8$

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

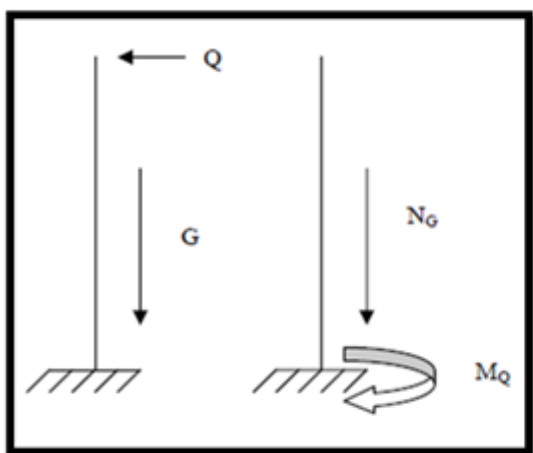


Figure III-2: Schéma Statique de l'acrotère

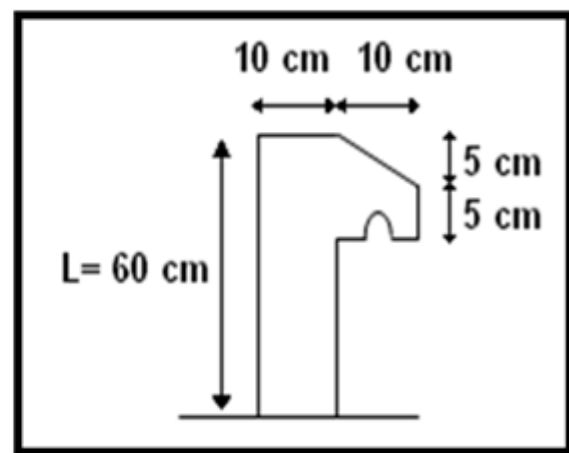


Figure III-1: Coupe transversale de l'acrotère

### La surface de l'acrotère :

$$H = 60 \text{ cm}$$

$$S = (0,60 \times 0,10) + (0,10 \times 0,05) + \left(\frac{0,10 \times 0,05}{2}\right)$$

$$S = 0,0675 \text{ m}^2$$

<b>G éom étrie</b>	
<b>La Hauteur h</b>	<b>60 cm</b>
<b>L'Epaisseur h<sub>0</sub></b>	<b>10 cm</b>
<b>L'Enrobage C</b>	<b>2 cm</b>
<b>La Surface S</b>	<b>0 ,0675 m<sup>2</sup></b>
<b>L'Enrobage C=C'</b>	<b>2 cm</b>

<b>Mat ériaux</b>	
<b>B éton de r ésistance f<sub>c28</sub></b>	<b>25 MPa</b>
<b>Acier de limite élastique f<sub>e</sub></b>	<b>400 MPa</b>

### Poids propre de l'acrotère :

$$W_p = 25 \times 0,0675 = 1,687 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,687 = 0,81 \text{ KN/ml}$$

$$P = \max(0,81 \text{ kn} ; 1 \text{ KN}) \rightarrow p = 1 \text{ KN}$$

- $G = 1,687 \text{ KN/ml}$ .
- $p = 1 \text{ KN/ml}$ .



### Combinaisons d'actions :

<b>E.L.U</b>		
La charge permanente ultime	$N_u = 1,35 W_p$	2,28 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1,5 \times 1$	1,5 KN
Moment d'encastrement	$M_u = h \times Q_u$	0,9 KN.m

<b>E.L.S</b>		
La charge permanente ultime	$N_s = W_p$	1,6875 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s = 1 \text{ KN/ml}$	1 KN
Moment d'encastrement	$M_s = h \times Q_s$	0,6 KN.m

### Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,28} = 0,395 \text{ m}$$

$e = 39,5 \text{ cm} > \frac{h_0}{2} = 5 \text{ cm}$ , donc La section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment  $M_1$ .

$$M_1 = N' \cdot \left( e + \frac{h_0}{2} - c \right) = 0,969 \text{ KN.m}$$

### III.1.3.D étermination du ferrailage :

#### Schema statique:

Le ferrailage se fera en flexion composée, en fissuration pr éjudiciable sur un m ètre lin éaire.

$$h=0,1 \text{ m.}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d=0,9 \times h = 0,09 \text{ m.}$$

#### ➤ E.L.U :

$$\mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{0,969 \times 1000}{100 \cdot 9^2 \cdot 14,20} \rightarrow \mu = 0,0084 < \mu_R = 0,392$$

donc les armatures comprim ées ne sont pas n écessaires.

$$\beta = 0,995 ; \mu = 0,0084 \text{ et } \sigma_s = 348$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,28 \times 10}{348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{ft_{28}}{fe} = 1,087 \text{ cm}^2 ; ft_{28} = 2,1$$

Donc on prend :  $A_s = \max ( A_{cal} ; A_{min} ) = 1,087 \text{ cm}^2$

Choix des armatures :  $A_s = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$

Espacements :  $St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm Ok.}$

#### Armatures de r épartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :  $A_r = 3 \text{ HA8} = 1,509 \text{ cm}^2$

Espacements :  $St = (60 - 2,5)/2 = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm Ok.}$

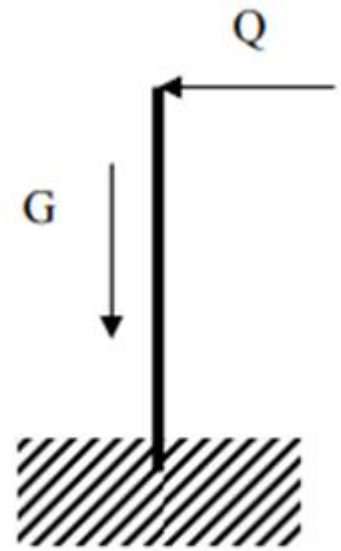


Figure III.3 : Schema statique

➤ **E.L.S :**

**Vérification des contraintes :**

Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que:

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta_t \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min(266,67 ; 201,63)$$

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

$M_s = 0,6 \text{ KN.m}$  et  $N_s = 1,6875 \text{ KN}$ .

$e = M_s / N_s \Rightarrow e = \frac{0,6}{1,6875} \Rightarrow e = 0,35 \text{ m} \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section donc SPC.

$C = e + h/2 = 0,35 + 0,1/2 = 0,4 \text{ m}$  et puisque N est un effort de compression donc  $C = -0,40 \text{ m}$ .

$$p = -3(c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c) \rightarrow p = -4794,22 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c)^2 \rightarrow q = 126467,79 \text{ cm}^3$$

$y_2$  est racine de l'équation  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifié 99) :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -330733170,5 < 0$$

D'où :

$$\cos \varphi = \left[ \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

Après itération on trouve :

- $Y_{2.1} = a \cos(\varphi/3) = 43,17 \text{ cm}$
- $Y_{2.2} = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 79,86 \text{ cm}$

- $Y_{2.3} = a \cos (\varphi/3+120) = 36,67 \text{ cm}$

Avec :  $a = 2\sqrt{-p/3} = 79,95$

La solution qui convient :  $y_2 = 43,17 \text{ cm}$

Car :  $0 < y_1 = y_2 + c < h \rightarrow 0 < 43,17 - 40,56 = 2,62 \text{ cm} < h = 10$

Alors : la position de l'axe neutre est  $y_1 = 2,62 \text{ cm}$

➤ **CALCUL DU MOMENT STATIQUE DE LA SECTION**

$$S^* = \frac{by_{SER}^2}{2} + 15A_s(d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 1.94^3}{3} + 15 \times 1.41 \times (9 - 1.16)^2 = 1294.44 \text{ cm}^4$$

$$S^* = 42,72 \text{ cm}^3$$

➤ **CONTRAINTE DU BETON**

$$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SER}}{S^*} \Rightarrow K = \frac{1687}{100 \times 42.72} = 0.39$$

$$K = 0,39$$

$$\sigma_c = 0,39 \times 2,62 = 1,03 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 1,03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

➤ **Contrainte de l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

On a une fissuration pr éjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 37.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{v} \text{ 驗 閉}$$

## Vérification au cisaillement :

$$T_u = 1 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 90} = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots CV$$

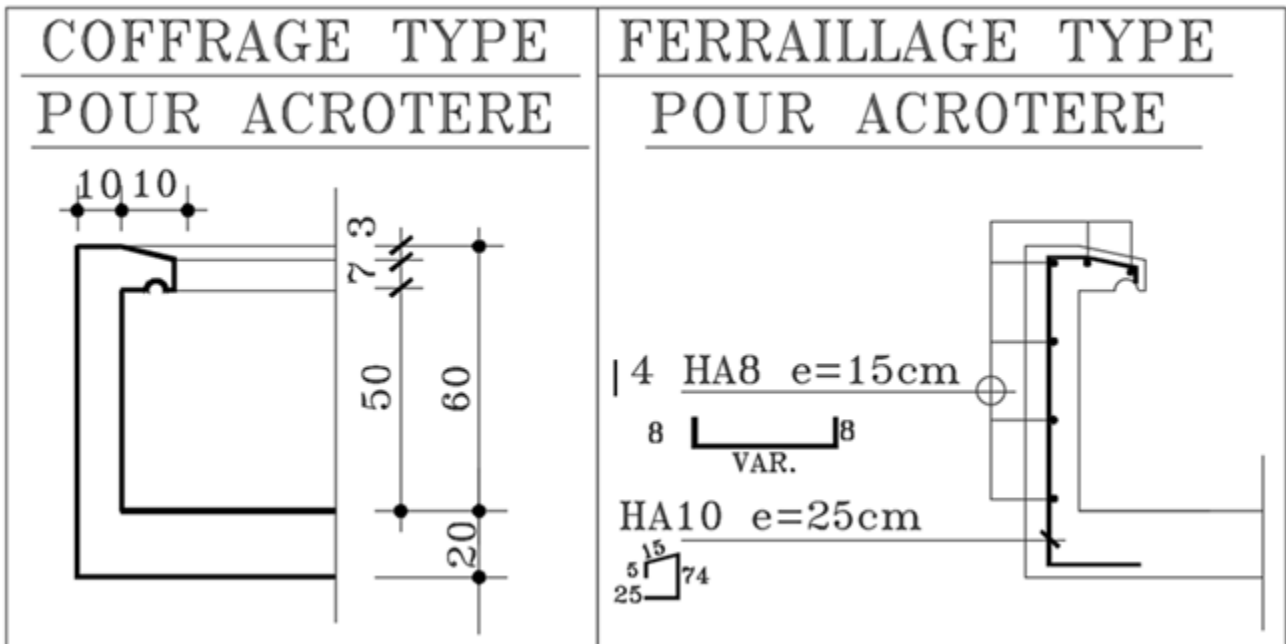


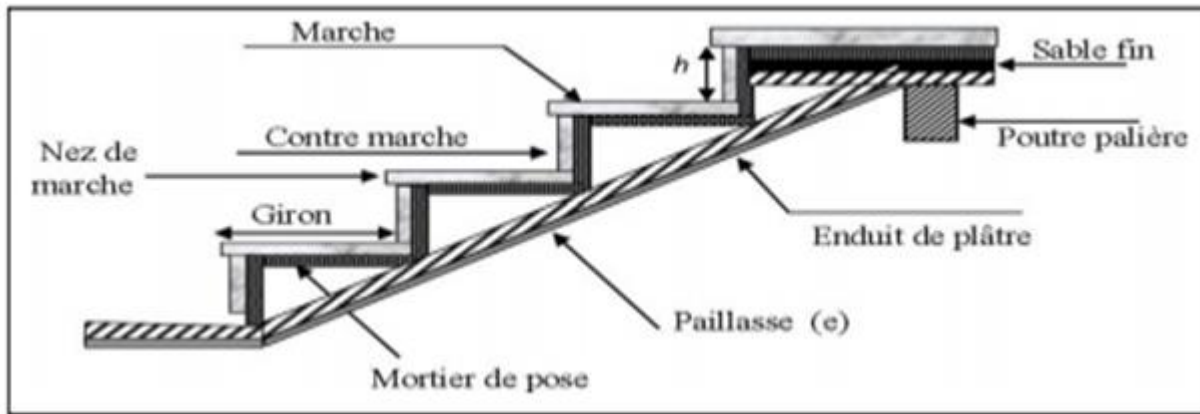
Fig III.4. Coffrage et ferrailage de l'acrotère

## III.2. Etude Des Escaliers :

### III.2.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès, personnes, équipement...) Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Pour éviter ces risques on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre d'une construction.



**Fig III.5. Comportement d'escalier**

L'escalier se compose de :

- Marche : c'est la partie verticale qui reçoit le pied.
- Contre marche : c'est la partie verticale qui limite la marche.
- Giron(g) : c'est la distance horizontale qui sépare deux contre marches ou c'est la largeur d'une marche.
- Hauteur de marche(h) : c'est la différence de hauteur entre deux marches successives.
- Emmarchement : c'est la largeur de l'escalier.
- Paillasse : c'est la dalle oblique qui porte l'escalier.
- Volée : c'est le nombre de marches comprises entre deux paliers consécutifs.

Une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et ou moins de 03 marches.

- Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier arrêtant la suite des marches pour assurer l'accès chaque niveau intermédiaire.
- Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- Le collet : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (Escalier a deux volées avec un palier intermédiaire).

Les escaliers de notre bâtiment sont coulés en place, dont les dimensions des marches et contre marche (g) et (h) sont déterminées par condition de BLONDEL.

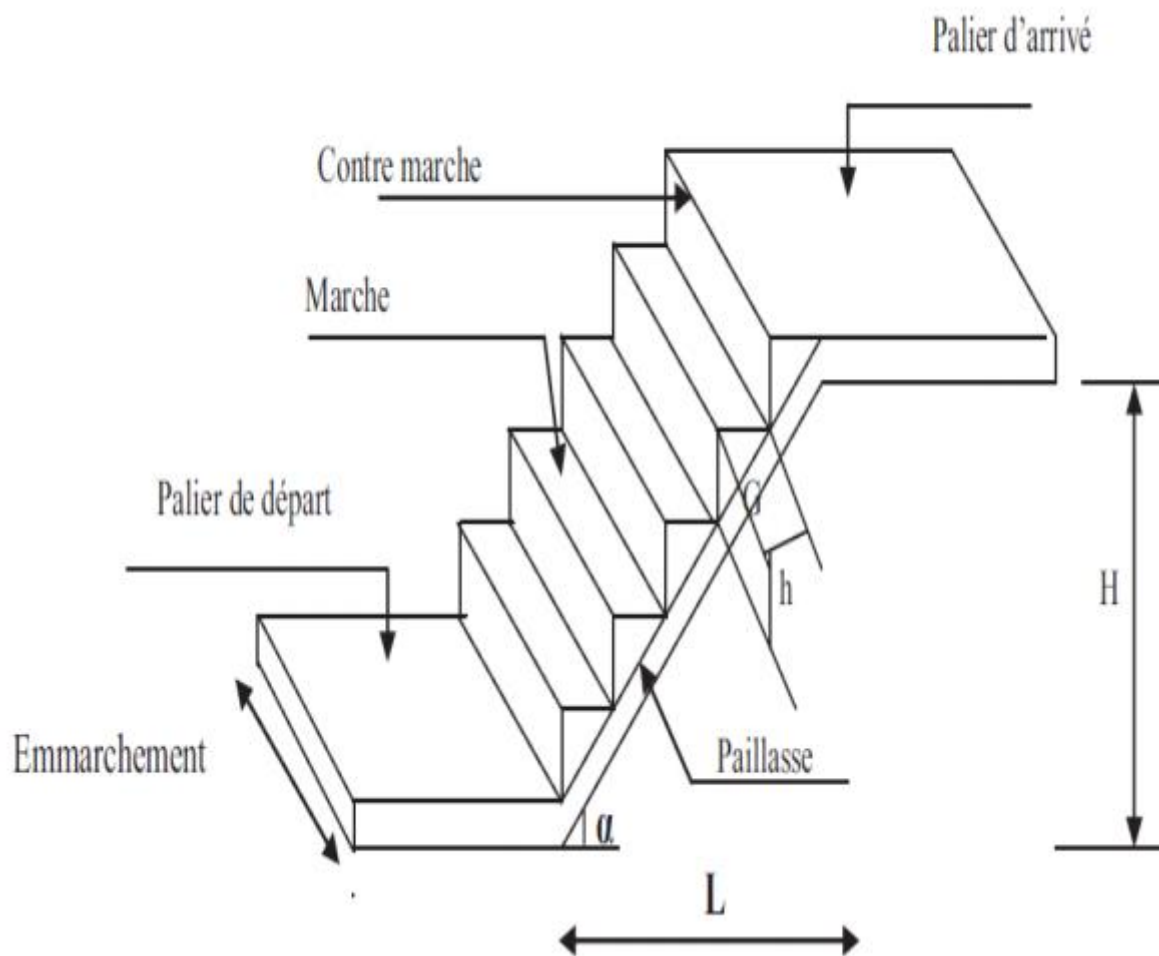


Fig III-6 : Schéma de l'escalier droit

**III.2.2. Dimensionnement :**

**a) Calcul du giron (g) et de la hauteur de marche (h) :**

► D'après la formule de BLONDEL, on a :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,64 \dots\dots\dots(1)$$

**g** : giron

**h** : hauteur d'une marche.

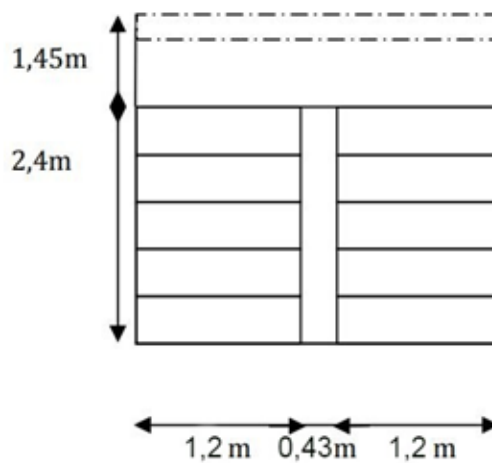


Fig.III.7. Escalier à deux volées

Avec :  $g = \frac{L_0}{n-1}$  ;  $\left\{ \begin{array}{l} n : \text{Nombre de contremarches.} \\ n-1 : \text{Nombre de marches.} \end{array} \right.$

$h = \frac{H_0}{n}$

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

### III.2.3 Escalier droit à deux volées :

- Pour la première volée :

$$L_0 = 2,40 \text{ m}$$

$$H_0 = 1,53 \text{ m}$$

$$L_P = 1,45 \text{ m}$$

En remplaçant dans l'équation (2)

$$(2) = 0,64n^2 - (64 + 2 \times 1,53 + 2,4) \times n + 2 \times 1,53 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$n=9$  (nombre de contre marche).

$n-1=8$ (nombre de marche).

Donc :  $h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$

$$g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

- L'angle d'inclinaison : ( $\alpha$ ) : Pente ( $\alpha \sim 30^\circ$  à  $40^\circ$ )

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} \Rightarrow \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29,539^\circ$$

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2,40^2 + 1,45^2} = 2,81 \text{ m.}$$

$$L = L_P + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1,45 + 2,81 = 4,26 \text{ m}$$



Epaisseur de la paillasse :

**Condition de r é sistance :**

$$\frac{430}{30} \leq e \leq \frac{430}{20}$$

$\Rightarrow 14,33 \leq e \leq 21,5 \text{ cm}$  Soit  $e = 15 \text{ cm}$

### **III.2.4.Descente des charges des escaliers :**

Tableau III-1 : Charge permanente du Vol é e « G »

<b>Mat é riau</b>	<b>Epaisseur</b>	<b>d (kn/m<sup>3</sup>)</b>	<b>G (KN/m<sup>2</sup> )</b>
1-Carrelage	2cm	22	0,44
2- Mortier de pose	2cm	20	0,40
3- Marches	15/2 cm	25	1,88
4- Paillasse	15/cos30,517	25	4,45
5- Enduit en plâtre	2cm	10	0,20
6- Garde de corps	/	/	1
			8,37

Tableau III-2 : Charge permanente du Palier « G »

<b>Mat é riau</b>	<b>Epaisseur</b>	<b>d (kn/m<sup>3</sup>)</b>	<b>G (daN/m<sup>2</sup> )</b>
1-Carrelage	2cm	22	0,44
2- Mortier de pose	2cm	20	0,40
3- Lit de sable	2cm	20	0,40
4- Dalle en BA	15cm	25	3,75
5- Enduit en plâtre	2cm	10	0,20
			5,19

a) Charges d'exploitations « Q » :

Escalier (RDC les autres étages) :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

### III.2.5.Sollicitation de calcul :

#### 1) Les combinaisons d'action Escalier (RDC+les autres étages) :

➤ **Palier : ELU** :  $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,19 + 1,5 \times 2,5$

$$Q_1 = 10,76 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : Q_s = G + Q = 5,19 + 2,5 = 7,69 \text{ KN/ m}^2$$

➤ **Volée : ELU** :  $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,37 + 1,5 \times 2,5$

$$Q_2 = 15,05 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : Q_s = G + Q = 8,37 + 2,5 = 10,87 \text{ KN/ m}^2$$

**Remarque :** On distingue deux schémas de la volée dans notre ouvrage, illustrés sur les figures ci-dessous :

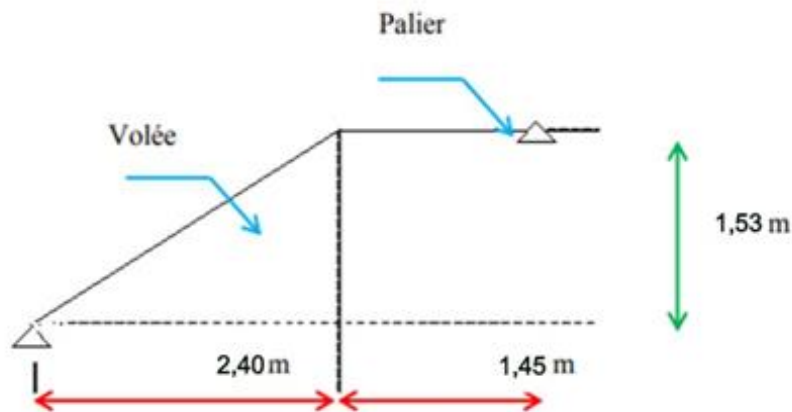


Figure III.8 : Schéma statique de l'escalier.

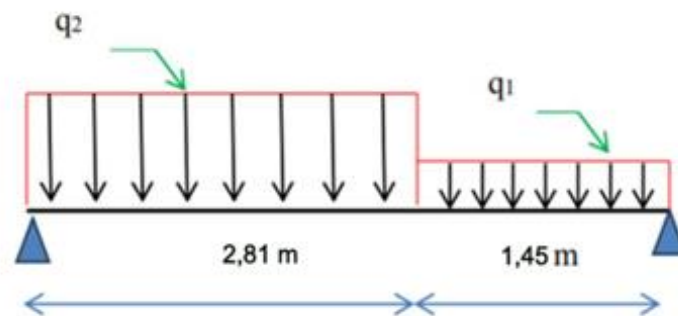


Figure III.9 : Chargement des escaliers

Tableau III.3 : Résultats du calcul des sollicitations

X (m)	Réactions (kn)	T <sub>max</sub> (kn)	Moments sur travée	Moments sur appuis (M <sub>a</sub> =0,3M <sub>t</sub> )
0	31	31	31,92	9,576
4,26	26,89			

### III.2.6 Calcule des armatures :

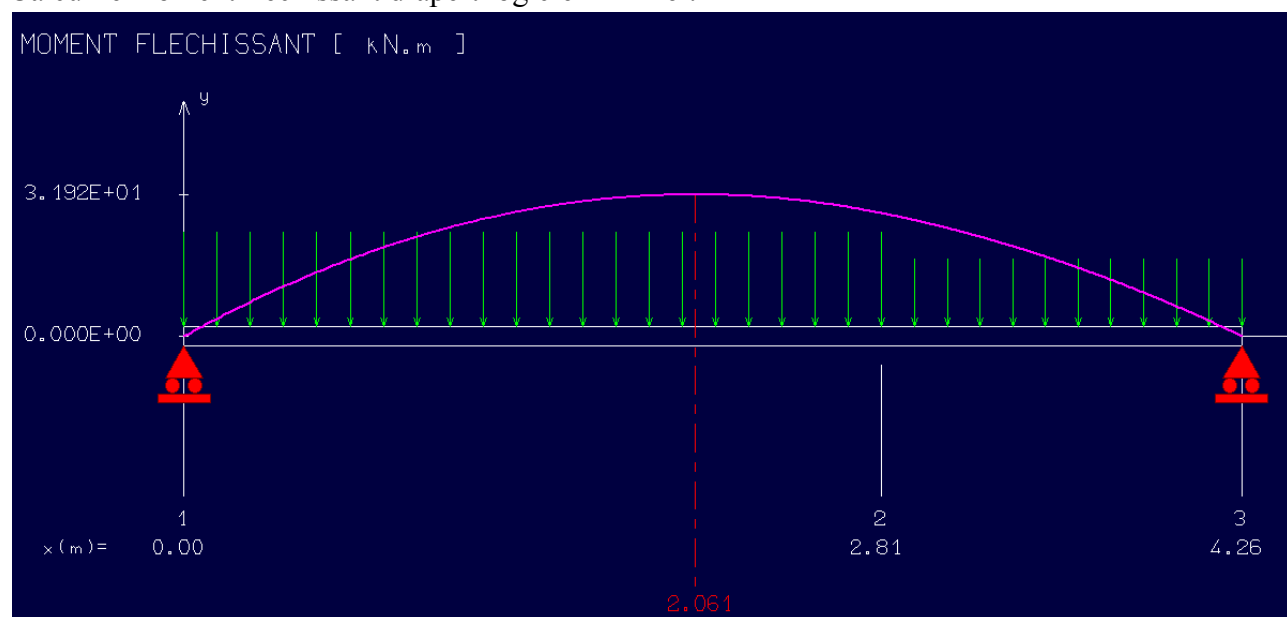
Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que : b= 100 cm ; h=16 cm Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

$f_{c28}=25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t14,17}\text{MPa}$  ;  $d=0,9h=14,4$  ;  $f_e=400\text{MPa}$

### III.2.7. Calcul du ferrailage :

#### Etat limite ultime (ELU) :

Calcul le moment fléchissant d'apert logiciel RDM6 :



$$M_T = 31,92 \text{ KN/m}$$

$$M_a = 9,576 \text{ KN/m}$$

En travée  $M_t^u = 3192 \text{ daN.m}$

### a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{31920}{14.2 \cdot 100 \cdot (14)^2} = 0,114$$

$$\mu = 0,114 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.15$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,94$$

### b) Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{31920}{348 \cdot 0,94 \cdot 14^2} = 6,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### c) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 6,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### ▪ Choix des armatures :

$$6\text{T}12/\text{ml} \Rightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \Rightarrow e = 25 \text{ m}).$$

#### ➤ Vérification des espacements :

- Armatures principales :  $St = 20 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$  ... Condition vérifiée.
- Armatures secondaires :  $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm}$  ... Condition vérifiée.

#### ⇒ Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,628 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### ⇒ Choix des armatures :

$$4\text{T}8/\text{ml} \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}8 \Rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

En appuis  $M_a^u = 957,6 \text{ daN.m}$

**a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9576}{14,2 \cdot 100 \cdot (14)^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

**b) Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{9576}{348 \cdot 0,98 \cdot 14^2} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**c) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**a) Choix des armatures :**

$$5T8/\text{ml} \Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T8 \Rightarrow e = 25 \text{ m}).$$

➤ **Vérification des espacements :**

- Armatures principales :  $St = 20 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ... Condition vérifiée.
- Armatures secondaires :  $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  ... Condition vérifiée.

$$\Rightarrow \text{Armatures de répartition : } A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,628 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

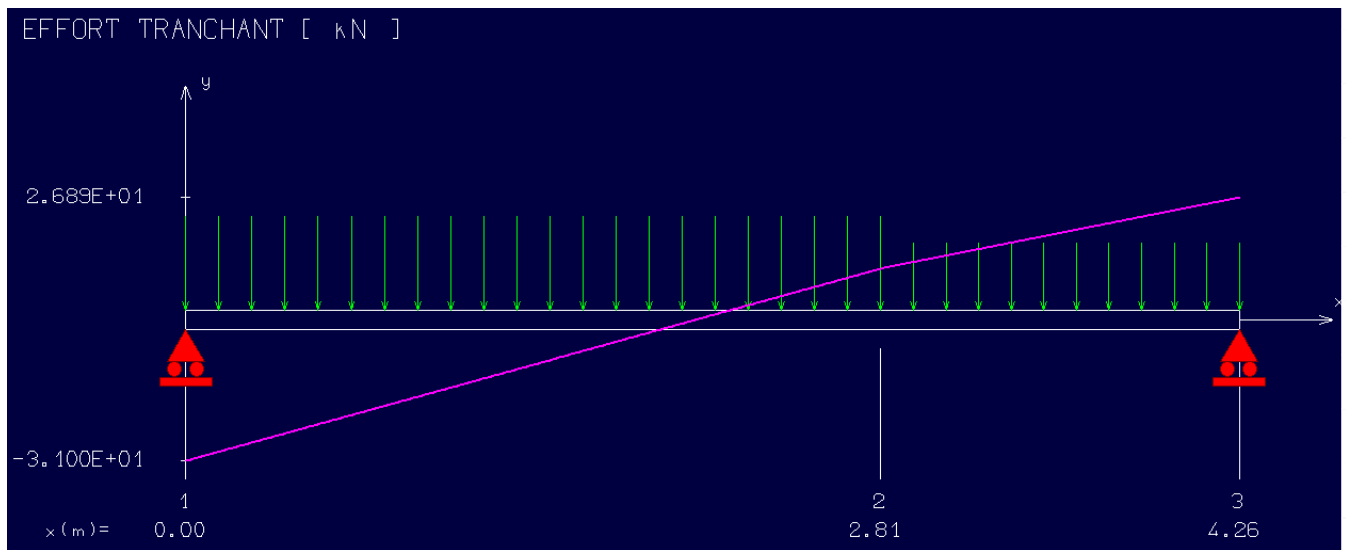
⇒ **Choix des armatures :**

$$4T8/\text{ml} \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T8 \Rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

## Vérification des contraintes de cisaillement :

Diagramme Effort tranchant ( T ) en ELU d'après le logiciel RDM6 :



$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b * d} = \frac{31000}{100 \times 14 \times 100} = 0,22 \text{ MPa}$$

✓ Selon [BAEL 91, A.5.1 et A.5.2]

$$\bar{\tau}_u = \min\left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right] = 3,33$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires car la fissuration est considérée comme peu nuisible.

### 3) Etat limite de déformation BAEL (Art A.4.6.1) :

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\Rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\Rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{M_f^{max}}{15 \times M_0}$$

$$\Rightarrow \frac{A}{B_0 \times d} \geq \frac{3,5}{f_e}$$

## Vérification a l'ELS :

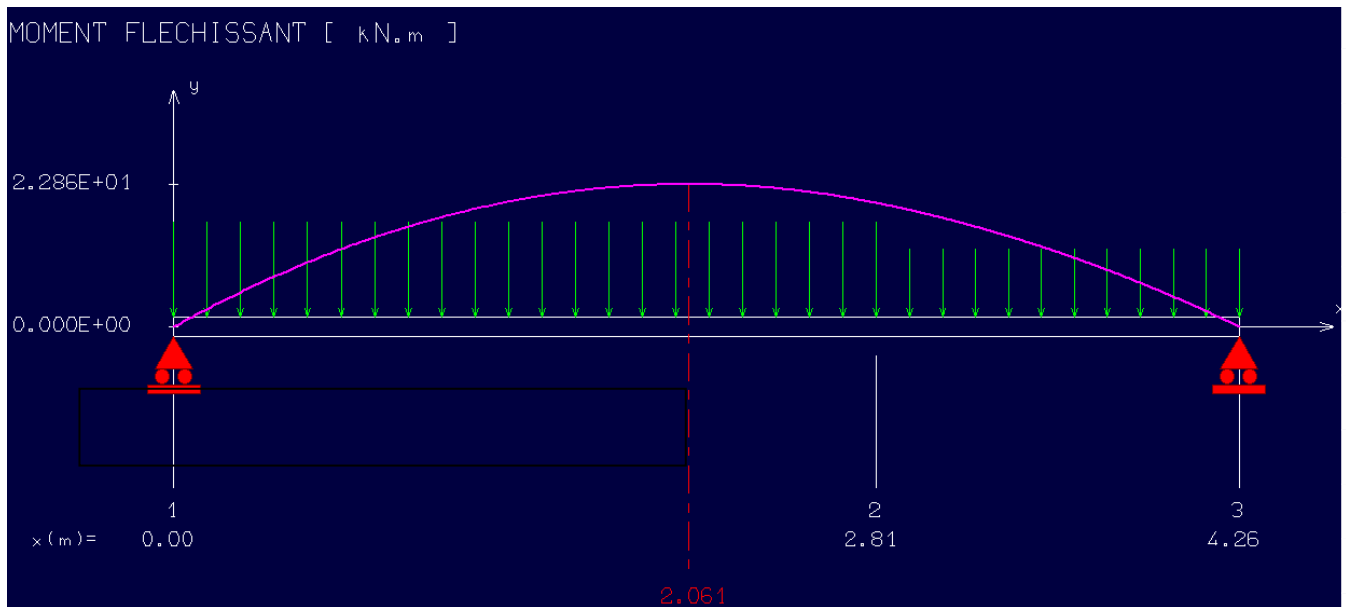
La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Tableau III.4 : Résultats du calcul des sollicitations

X (m)	Réactions (kn)	T <sub>max</sub> (kn)	Moments sur travée	Moments sur appuis (M <sub>a</sub> =0,3M <sub>t</sub> )
0	22,37	22,37	22,86	6,858
4,26	19,33			

### 1) Etat limite ultime (ELS) :

Calcul le moment fléchissant d'apert logiciel RDM6 :



En travée  $M_t^{ser} = 2286 \text{ daN.m}$

### • Calcul du ferrailage :

Il faut vérifier les conditions suivantes pour pouvoir utiliser le raccourci :

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'  $\left\{ \begin{array}{l} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \\ \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$

- Acier FeE400

Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3192}{2286} = 1,396$

$$\frac{1,396 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,448 > \alpha = 0,08 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- Fissuration peu nuisible (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

$\Rightarrow$  Les armatures calculées en ELU sont maintenues

En appuis  $M_a^{ser} = 685,8 \text{ daN.m}$

Il faut vérifier les conditions suivantes pour pouvoir utiliser le raccourci :

- Flexion simple  $\left\{ \begin{array}{l} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \\ \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9576}{6858} = 1,396$

$$\frac{1,396 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,448 > \alpha = 0,08 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- Fissuration peu nuisible (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

$\Rightarrow$  Les armatures calculées en ELU sont maintenues

**➤ Vérification des espacements :**

- Armatures principales :  $St = 20 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots$  Condition vérifiée.
- Armatures secondaires :  $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots$  Condition vérifiée.

$\Rightarrow$  Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,628 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$\Rightarrow$  Choix des armatures :

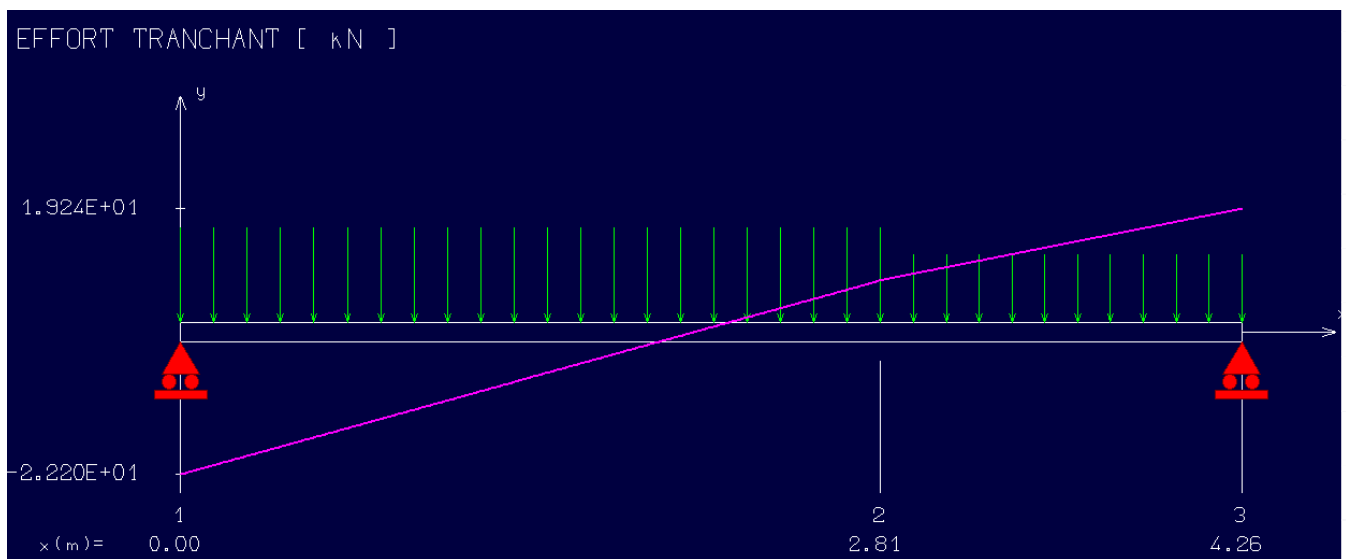
4T8/ml  $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

(T8  $\Rightarrow e = 25 \text{ cm}$ )



## Vérification des contraintes de cisaillement :

Diagramme Effort tranchant ( T ) en ELS d'apert l'logiciel RDM6 :



$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{22200}{100 \times 14 \times 100} = 0,158 \text{ MPa}$$

✓ Selon [BAEL 91, A.5.1 et A.5.2]

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,158 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires car la fissuration est considérée comme peu nuisible

### 3) Etat limite de déformation BAEL (Art A.4.6.1) :

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\Rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\Rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{M_f^{max}}{15 \times M_0}$$

$$\Rightarrow \frac{A}{B_0 \times d} \geq \frac{3,5}{f_e}$$

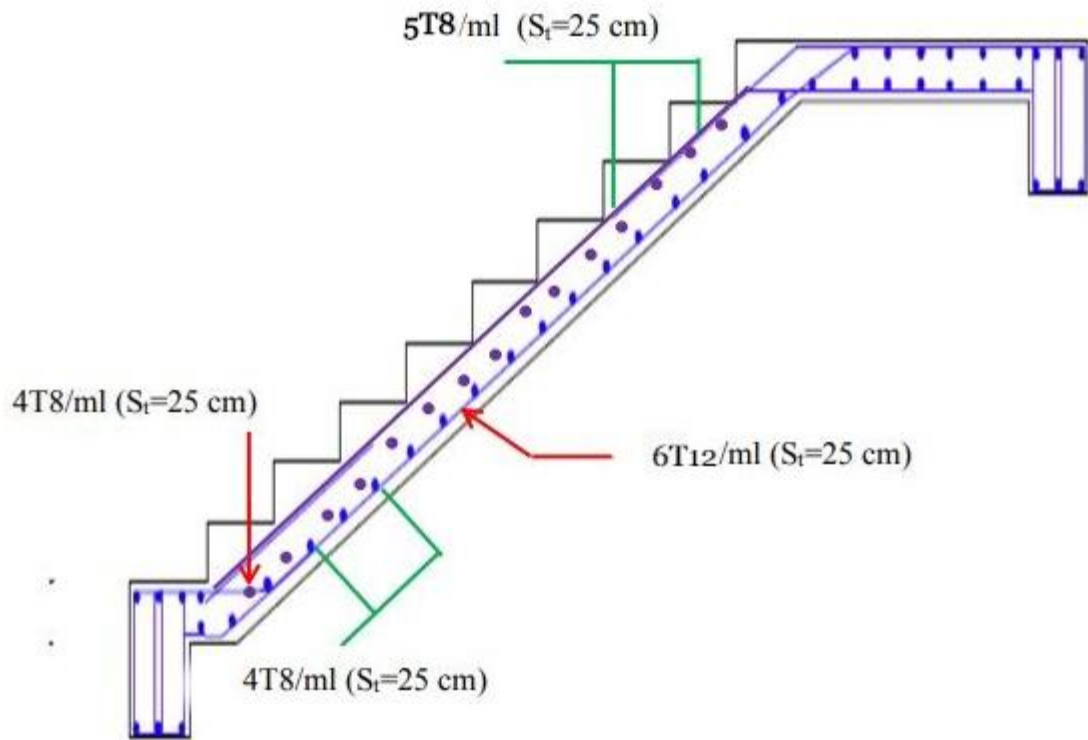


Figure III.10 : Schéma de ferrailage des escaliers.

### III.3.1 poutre palière :

#### III.3.1.1 Introduction :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple, elle est encastré dans les deux côtés

#### III.3.2 Dimensionnement de la poutre :

On utilise la formule suivante :  $L=3,33$  m

$$\begin{cases} \frac{333}{15} \leq h \leq \frac{333}{10} \\ 22,2 \text{ cm} \leq h \leq 33,3 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } \mathbf{h= 30 \text{ cm}}$$

$$\text{et } \begin{cases} 0,4h \leq b \leq 0,8h \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{On prend: } \mathbf{b= 20 \text{ cm}}$$

• Vérification selon RPA99 (version 2003) :

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h / b = 1,5 \text{ cm} \leq 4 \rightarrow \text{Donc les trois conditions sont vérifiées.}$$

### III.3.3 Evaluation des charges :

a). Chargement de la poutre :

- Poids propre de la poutre .....  $g_0 = 0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$ .
- Poids du mur .....  $g_m = 2,81 \times (1,53 - 0,30) = 3,4563 \text{ KN/ml}$ .
- Poids du palier : .....  $g_u = 1,35 \times (g_0 + 1,53g_m) = 9,16 \text{ KN/ml}$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

ELU :

$$R_v = 15,05 \text{ KN/ml}$$

$$R_p = 10,87 \text{ KN/ml}$$

$$R_B = R_v/2 + R_p = 18,40 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$R_v = 10,76 \text{ KN/ml}$$

$$R_p = 7,69 \text{ KN/ml}$$

$$R_B = R_v/2 + R_p = 18,11 \text{ KN/ml}$$

- Réaction du palier (ELU) .....  $R = 18,40 \text{ KN/ml}$ .
- Réaction du palier (ELS) .....  $R = 18,11 \text{ KN/ml}$ .

#### Calcul des sollicitations :

ELU	ELS
<b><math>R = 18,40 \text{ KN/ml}</math></b>	<b><math>R = 18,11 \text{ KN/ml}</math></b>
<b><math>P_u = g_u + R</math></b>	<b><math>P_u = g_u + R</math></b>
<b><math>P_u = 27,56 \text{ KN/ml}</math></b>	<b><math>P_u = 27,27 \text{ KN/ml}</math></b>
<b><math>M^t = \frac{P_u \times l^2}{24} = 12,73 \text{ KN.m}</math></b>	<b><math>M^t = \frac{P_u \times l^2}{24} = 12,60 \text{ KN.m}</math></b>
<b><math>M^a = -\frac{P_u \times l^2}{12} = -27,47 \text{ KN.m}</math></b>	<b><math>M^a = -\frac{P_u \times l^2}{12} = -25,20 \text{ KN.m}</math></b>
<b><math>T_{max}^u = \frac{P_u \times l}{2} = 45,89 \text{ KN}</math></b>	<b><math>T_{max}^s = \frac{P_u \times l}{2} = 45,40 \text{ KN}</math></b>

Tableau.III.5. Les sollicitations de la poutre palière.

### III.3.4 Ferrailage de la poutre pali ère :

Donn ées :  $b \times h = 20 \times 30 \text{ cm}^2$ ,  $d = 0,9 \cdot h = 27 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$

#### 1). Sollicitation à ELU :

##### a) En trav ée :

$M^u = 12,73 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12,73 \cdot 10^{-3}}{0,2 \cdot (0,27)^2 \cdot 14,2} = 0,062 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_{n'} \text{ existe. pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,08$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97.$$

$$A_{st} = \frac{M^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{127,3}{0,97 \cdot 0,27 \cdot 348} = 1,4 \text{ cm}^2$$

Le choix : «  $A_{st} \Rightarrow 3T14$  » de section  $4,62 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (0,6 \text{ cm}^2 ; 0,65 \text{ cm}^2 ) \dots\dots\dots \text{C.V}$$

##### b) Sur appuis :

$M^a = 27,47 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{27,47 \cdot 10^{-3}}{0,2 \cdot (0,27)^2 \cdot 14,2} = 0,133 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_{n'} \text{ existe. pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,18$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,93.$$

$$A_{st} = \frac{M^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{274,7}{0,93 \cdot 0,27 \cdot 348} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Le choix : «  $A_{st} \Rightarrow 3T14$  » de section  $4,62 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (0,6 \text{ cm}^2 ; 0,65 \text{ cm}^2 ) \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

**1) Vérification à l'ELU :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{45,89 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,27} = 0,85 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  Pas de risque de rupture par cisaillement.

**-Calcul de l'espacement : D'après le (BAEL91) :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(27; 40)$$

Alors on adopte un espacement de :  $S_t = 15 \text{ cm}$  en Travée et  $S_t = 15 \text{ cm}$  en Appuis

**2) . Sollicitation à ELS :**

La fissuration étant peu nuisible ; il n'y a pas lieu de vérifier l'état de l'ouverture des fissures, la vérification se limite à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que ;  $\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}}$

- Fissurations peut préjudiciables  
- Flexion simple  
- Section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

FeE400

• **En travée :**

$$M_u = 12,73 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 12,60 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{12,73}{12,60} = 1,01$$

$$\alpha = 0,08 < 1,01 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Fissuration peu nuisible

Les armatures calculée à ELU seront maintenues. (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

• **En Appuis :**

- Fissurations peut préjudiciables

- Flexion simple

- Section rectangulaire

$$\rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

FeE400

Moment en appuis :

-  $M_u = 27,47 \text{ KN.m}$

$M_s = 25,2 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{27,47}{25,20} = 1,09$$

$\alpha = 0,18 < 1,09 \rightarrow$  condition vérifiée

**Conclusion :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Fissuration peu nuisible

Les armatures calculée à ELU seront maintenues. (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

Choix des armatures :

Donc; on adopte: 3T14 (A adopté= 4,62cm<sup>2</sup> )

**Vérification de l'effort tranchant :**

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{45,40 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,27} = 0,84 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,84 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée

$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow$  Pas de risque de rupture par cisaillement.

# COUPE SUR P.PALIER

ECH.:1/20

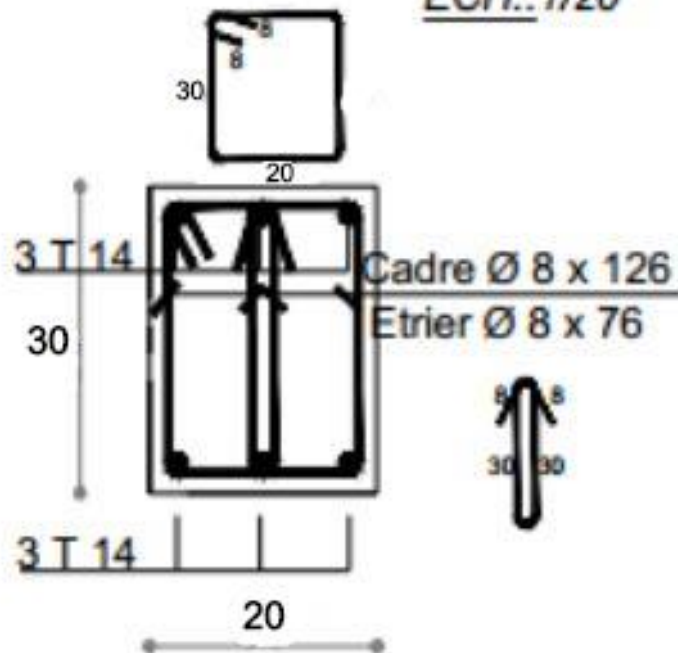


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palier

## III.4. Etude de plancher :

### II.4.1 Pr édimensionnement des poutrelles :

largeur de la nervure :  $b_0 = (0.3 \text{ à } 0.5) h_t$

largeur de la nervure :  $b_1 = \frac{b - b_0}{2}$

Enfin les dimensions de la solive sont les suivantes :

- $h_t = 25 \text{ cm}$
- $b_0 = 12 \text{ cm}$
- $b = 60 \text{ cm}$
- $b_1 = 24 \text{ cm}$ .

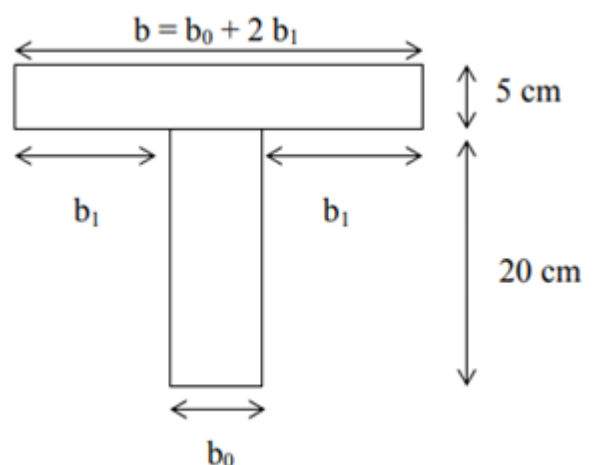


Figure III-11 : Section de la poutrelle

### III.4.1.1 Evaluation de charges :

Tableau III.6 : Evaluation des charges et des surcharges

Plancher terrasse	
Charges permanentes	$5,84 \times 0,60 = 3,504 \text{ KN/ml}$
Surcharge d'exploitation	$1 \times 0,60 = 0,60 \text{ KN/ml}$
Plancher étage courant	
Charges permanentes	$5,50 \times 0,60 = 3,3 \text{ KN/ml}$
Surcharge d'exploitation	$1,5 \times 0,60 = 0,9 \text{ KN/ml}$

Tableau III.7 : Combinaisons des charges

Plancher terrasse	
Charges permanentes	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,6304 \text{ KN/ml}$
Surcharge d'exploitation	$q_s = G + Q = 4,104 \text{ KN/ml}$
Plancher étage courant	
Charges permanentes	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,3 \text{ KN/ml}$
Surcharge d'exploitation	$q_s = G + Q = 4,2 \text{ KN/ml}$

**Remarque :** D'après le tableau, le chargement de Plancher étage courant est le plus défavorable. Donc le calcul des poutrelles se fait avec le chargement du Plancher étage courant.



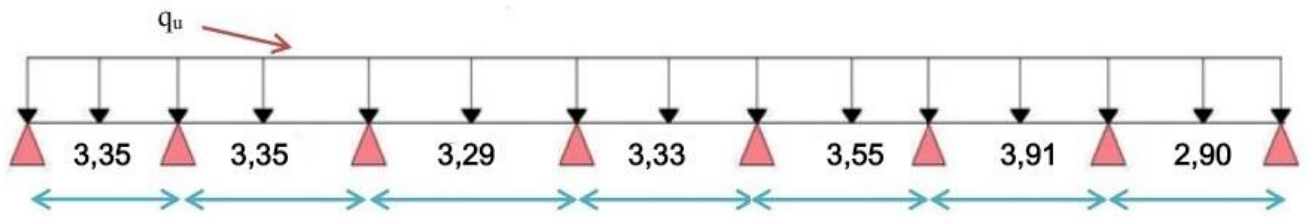


Figure III.12 Schémas statique de la poutrelle.

### III.4.2.1 Calcul des moments et efforts tranchant:

#### a). Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes imposées par le règlement de calcul en béton armé pour calculer les sollicitations : La méthode forfaitaire, méthode de Caquot. Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

#### 1) Méthode de forfaitaire :

##### • Condition d'application :

- 1)- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée :  $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$ .
- 2)- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité.
- 3)- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- 4)- La fissuration est non préjudiciable.

Puisque la condition (3) est non vérifiée parce que :  $\frac{2,9}{3,91} = 0,74 < 0,8$  Donc on utilise la méthode de Caquot.

#### 2) Méthode de Caquot :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

- Expos éde la m éthode :

### 1)- Moment en appuis :

$M_a = 0,2M_0$  ..... Appuis de rives .

$M_a = \frac{q_w \cdot l'_w + q_e \cdot l'_e}{8,5(l'_w + l'_e)}$  ..... Appuis interm édiaires.

➤ Avec :

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

### 2)- Moment en trav ée :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Ø Avec :

$M_0$  : la valeur maximale du moment fl échissant dans chaque trav ée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la trav ée consid ée.

$q_w$  : charge r épartie à gauche de l'appuis consid ée.

$q_e$  : charge r épartie à droite de l'appuis consid ée.

On calcul de chaque c ôté de l'appui, les longueurs de trav ées fictives  $l'_w$  à gauche et  $l'_e$  à droite, avec :

$l' = l$  ..... pour une trav ée de rive.

$l' = 0,8l$  ..... pour une trav ée interm édiaire.

### 3)- Effort tranchant :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l}$$

Ø Avec :

$T_w$  : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

$T_e$  : effort tranchant à droite de l'appui considéré

### III.4.2.4 Calcul des poutrelles :

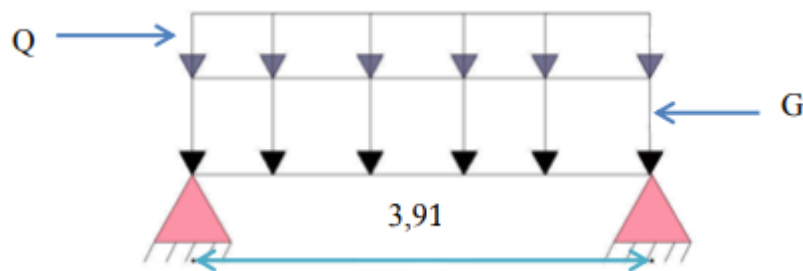
#### a). Combinaisons des charges :

- E.L.U :  $q_u = 1,35G + 1,5 = 6,3 \text{ KN/ml}$
- E.L.S :  $q_s = G + Q = 4,2 \text{ KN/ml}$



**Figure III.13** : Schéma de la longueur de chaque travée de la poutrelle.

On prend :  $L_{max} = 3,91 \text{ m}$



**Figure III.14** : Schéma statique d'une poutrelle isostatique.

$$M_u = \frac{q_u.L^2}{8} = 12,039 \text{ KN.m}$$

#### b). Calcul de ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple avec :

$b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 3,6 \text{ cm}$  ;  $h = 4 \text{ cm}$  ;  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = 5,46 > \mu_R = 0,392, 's \neq 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires, il faut soulager la poutrelle par des étalements verticaux chaque 1 mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

- 2<sup>eme</sup> étape ( après le coulage ) :

On a trois cas :

1<sup>er</sup> cas . Poutrelle à 5 travées :



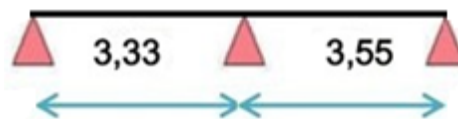
**Figure III.15 : Poutrelle a 7 travées.**

2<sup>eme</sup> cas . Poutrelle à 3 travées :



**Figure III.16 : Poutrelle a 3 travées.**

3<sup>eme</sup> cas . Poutrelle à 2 travées :



**Figure III.17 : Poutrelle a 2 travées.**

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression les poutrelles travaillent comme une section en T é

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans le tableau suivant :

On a :

$$q_u = 6,3 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4,2 \text{ KN/ml}$$

- Résultats pour cas 1 :

**Tableau III.8 : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELU**

Travées	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L (m)	3,35	3,35	3,29	3,33	3,55	3,91	2,90	
L'(m)	3,35	2,68	2,63	2,66	2,84	3,13	2,90	
M <sub>0</sub> ( KN.m)	8,84	8,84	8,52	8,73	9,92	12,04	6,62	
Appui	A	B	C	D	E	F	G	H
M <sub>a</sub> (KN.m)	-1,77	-6,99	-5,23	-5,20	-5,63	-6,65	-6,76	-1,33
M <sub>t</sub> (KN.m)	4,65	2,75	3,31	3,32	3,79	5,34	2,86	
T <sub>w</sub> (KN)	8,99	11,08	10,37	10,36	10,90	12,29	11,01	
T <sub>e</sub> (KN)	-12,11	-10,03	-10,35	-10,62	-11,47	-12,35	-7,26	

**Tableau III.9 : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELS**

Travées	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L (m)	3,35	3,35	3,29	3,33	3,55	3,91	2,90	
L'(m)	3,35	2,68	2,63	2,66	2,84	3,13	2,90	
M <sub>0</sub> ( KN.m)	5,89	5,89	5,68	5,82	6,62	8,03	4,42	
Appui	A	B	C	D	E	F	G	H
M <sub>a</sub> (KN.m)	-1,18	-4,66	-3,49	-3,47	-3,75	-4,43	-4,51	-0,88
M <sub>t</sub> (KN.m)	3,10	1,83	2,21	2,21	2,53	3,56	1,91	
T <sub>w</sub> (KN)	6,00	7,38	6,92	6,91	7,26	8,19	7,34	
T <sub>e</sub> (KN)	-8,07	-6,69	-6,90	-7,08	-7,65	-8,23	-4,84	

- Résultats pour cas 2 :

**Tableau III.10 : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELU**

Travées	AB		BC		CD
L (m)	3,29		3,33		3,55
L'(m)	3,29		2,66		3,55
M <sub>0</sub> ( KN.m)	8,52		8,73		9,92
Appui	A	B	C	D	
M <sub>a</sub> (KN.m)	-1,7	-6,79	-7,59	-1,98	
M <sub>t</sub> (KN.m)	4,47		1,55		5,34
T <sub>w</sub> (KN)	8,82		10,25		12,76
T <sub>e</sub> (KN)	-11,91		-10,73		-9,60

**Tableau III.11 : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELS**

Travées	AB		BC		CD
L (m)	3,29		3,33		3,55
L'(m)	3,29		2,66		3,55
M <sub>0</sub> ( KN.m)	5,68		5,82		6,62
Appui	A	B	C	D	
M <sub>a</sub> (KN.m)	-1,14	-4,52	-5,06	-1,32	
M <sub>t</sub> (KN.m)	2,98		1,03		3,56
T <sub>w</sub> (KN)	5,88		6,83		8,51
T <sub>e</sub> (KN)	-7,94		-7,15		-6,40

D'après les résultats le 2<sup>ème</sup> cas est le plus défavorable.

**Tableau III.12 : Les efforts maximums**

	ELU	ELS
$M_{t,max}$	5,34	3,56
$M_{a,max}$	-7,59	-5,06
$T_{max}$	12,76	8,51

**c). Ferrailage des poutrelles :**

**1). Ferrailage en travées :**

Le calcul des sections en forme de T s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure .

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure .

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 60 \times 4 \times 14,17 \times (18 - 2) \times 10^{-3} = 54,41 \text{ KN.m}$$

Donc :  $M_u = 5,34 \text{ KN.m} < M_{tab}$

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit à calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constant égale à la largeur de la table 'b'.

Donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple

Les données :

**Tableau III.13 : Caractéristique géométriques et mécaniques**

$M_{t,ult}(\text{KN.m})$	$h_0$ (cm)	b (cm)	h (cm)	d =0,9h (cm)	$f_{bu}$ (MPa)
13,85	4	60	20	18	14.7

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,34 \times 10^3}{60 \times 18^2 \times 14,17} = 0,019 < \mu_l = 0,392$$

$$\text{Donc : } A'_S = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,1$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,024$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha_u) = 0,99$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826$$

$$A_S = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{5,34 \times 10^3}{0,99 \times 18 \times 347,826} = 0,86 \text{ cm}^2$$

On choisit donc : 3T10  $A_S = 2,36 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_S \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \frac{2,1}{400} 60 \cdot 18 = 1,3 \text{ cm}^2$$

✓ Condition vérifiée.

## 2). Ferrailage aux appuis :

$$M_{ab} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot (d - \frac{h_0}{2}) = 60 \times 4 \times 14,17 \times (18 - 2) \times 10^{-3} = 54,41 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 7,59 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_a < M_{tab}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) en flexion simple.

$$\text{Avec : } b_0 = 12 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,59 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,14 < \mu_l = 0,392$$

$$\text{Donc : } A'_S = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,19$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha_u) = 0,92$$

$$A_S = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = 1,32 \text{ cm}^2 \quad \text{donc On a choisie : 1T12} \rightarrow A_S = 1,13 \text{ cm}^2$$



- Condition de non fragilité :

$$A_S \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0.d = 0,26 \text{ cm}^2$$

✓ Condition vérifiée.

### III.3.2.5 Vérification :

#### a).A L'ELU :

- Vérification de la contrainte du cisaillement :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u = 12,76 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots [1]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Donc :  $\tau_u = 0,59 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$

✓ Condition vérifiée.

- Armature transversales :

$$\Phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_{Lmin} \right) \dots \dots \dots [1]$$

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

On prend :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = m_t \times a_t = m_t \times (\pi d^2 / 4) = 2 \times (3,14 \times (0,6)^2) / 4 = 0,57 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales :

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,3 \cdot f_{t28} \cdot k = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa}$$

(k = 1 Sans reprise de bétonnage)

$$\tau_t = |0,59 - 0,63| = 0,04 < 0,32 \text{ MPa}$$

On prend :  $\tau_t = 0,32 \text{ MPa}$

On utilise  $f_e = 235$  au lieu de  $f_e = 400$  car l'acier utilisé est de type acier doux.

$$S \leq \min\left(\frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot \tau_t}; 0,9d; 40 \text{ cm}\right) \Rightarrow S \leq \min(27,91; 16,2; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend : .....  $S_t = 15 \text{ cm}$

- Condition de non fragilité :

$$\rho \geq \rho_{\min} \dots \dots \dots [1]$$

$$\rho_{\min} = \frac{1}{f_e} \times \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \frac{1}{235} \times \max\left\{\frac{0,59}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = 0,001702$$

$$S = \frac{A_t}{b_0 \cdot \rho_t} \Rightarrow \rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{0,57}{12 \times 15} = 0,0031 \geq 0,001702$$

✓ Condition vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au voisinage de l'appui de rive, on doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \cdot a \cdot \frac{b_0 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots [1]$$

$$a = \min(a'; 0,9d)$$

$$a' = b - 2c = 60 - 4 = 56 \text{ cm}$$

$$a = \min(56 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_u = 13,61 \text{ KN} \leq 0,4 \times 16,2 \times \frac{12 \times 25}{1,5} \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

✓ Condition vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (inferieure) :

$$A_{inf} \geq \frac{V_s \cdot (V_u + H_u)}{f_e} \dots \dots [1]$$

$$H = \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \dots \dots [1]$$

$$V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 13,61 - \frac{5,34 \times 10^2}{0,9 \times 18} = -19,35 \text{KN} < 0$$

Les armatures inferieures ne sont soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification n'est à faire.

**b).A l'ELS :**

- Fissurations peut préjudiciables
- Flexion simple
- Section rectangulaire
- FeE400

$$\rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- En travée :

$$M_u = 5,34 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 3,56 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{5,34}{3,56} = 1,5$$

$$\alpha = 0,025 < 0,5 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

- En Appuis :

$$M_u = 7,59 \text{KN.m}$$

$$M_s = 5,06 \text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{7,59}{5,06} = 1,5$$

$$\alpha = 0,2 < 0,5 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

- Vérification de la flèche :

$$F = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{FV}} \text{ (Art : Annexe D CBA 93) et } f < \bar{f} = \frac{1}{500} \text{ ( } L < 5 \text{m. Art B.6.5.3 CBA 93 )}$$

$$I_{fv} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,6 \times 0,2^3}{12} = 0,00004 \text{m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{umax}} = 5,34 \text{ KN.m}$$

$$F = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{FV}} = \frac{5,34 \times 10^3 \times 3,35^2}{10 \times 10818,9 \times 10^6 \times 0,00004} = 0,014$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{335}{500} = 0,67$$

$f = 0,014 < \bar{f} = 0,67 \rightarrow$  condition vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant :

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (A.5.1.2.1.1 CBA 93)}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 12,76 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{12760}{100 \cdot 180} = 0,71 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Ferrailage transversale :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE235 ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad (\text{pas de reprise de bétonnage})$$

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

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{35}; \varphi_t; \frac{b_0}{10} \right]$$

- ❖ Selon le RPA 99

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 0,9 \cdot \varphi_t \right\} \rightarrow \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$\varnothing_l$  : diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\varnothing_t$  : diamètre minimum des armatures transversales.

Application :

$$\tau_u = 0.94 \text{ Mpa}$$

❖ Selon le CBA 93

●  $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm}$

●  $S_t \leq 5 \text{ cm}$

●  $\frac{A_t}{S_t} \geq 10 \text{ cm}$

$\varnothing_t \leq \text{Min} (0,57 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm} ; 1 \text{ cm}) = 0,57 \text{ cm}$

❖ Selon le «RPA 99 version 2003 »

●  $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm}$

●  $S_t \leq 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$

●  $S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$

On adopte :  $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$  Choix

D'armature :

On adopte :  $3\text{HA}5 = 0,59 \text{ cm}^2$  de  $A_s = 0,59 \text{ cm}^2$

Choix Des Espacements :

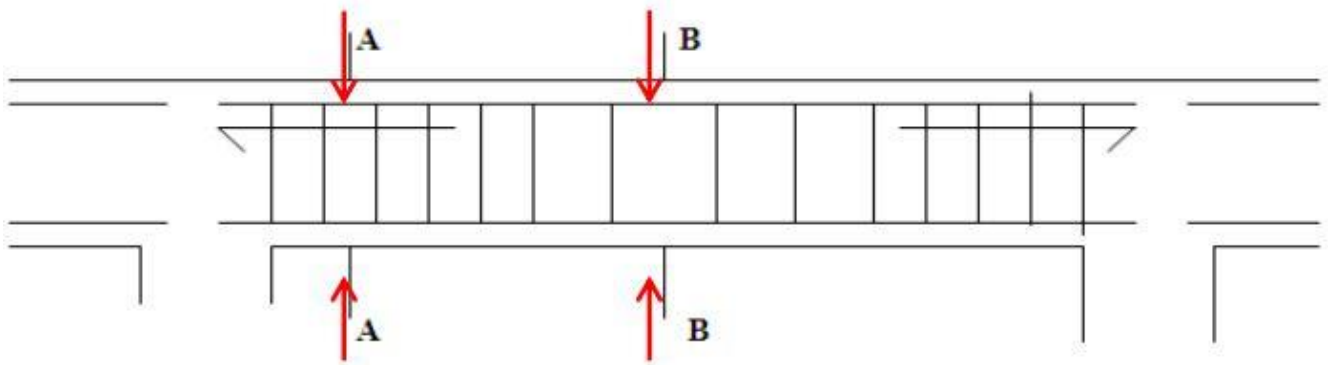
Donc  $S_t = 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$

$S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$

$\frac{A_t}{S_t} = 0,057 \geq 0,036 \dots \dots \dots \text{ok}$

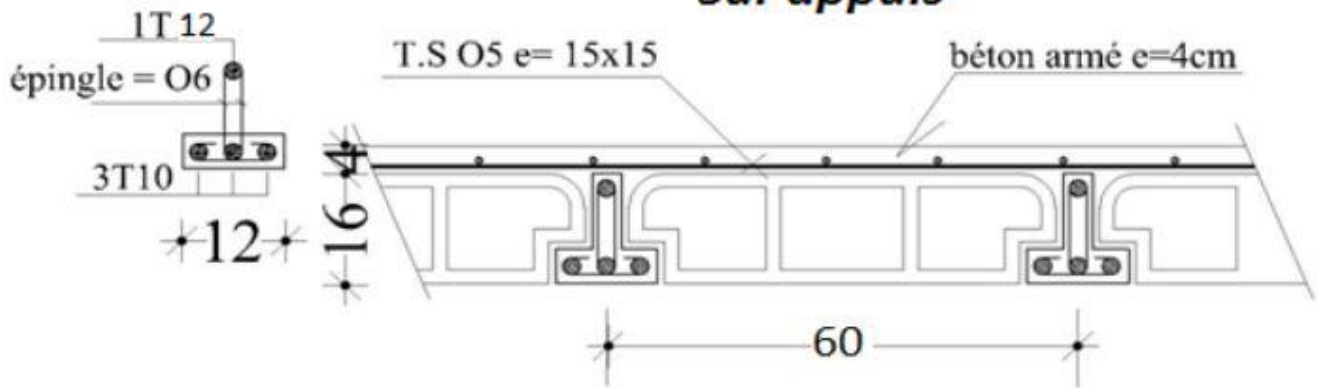
**Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 15 cm suivant les deux sens.



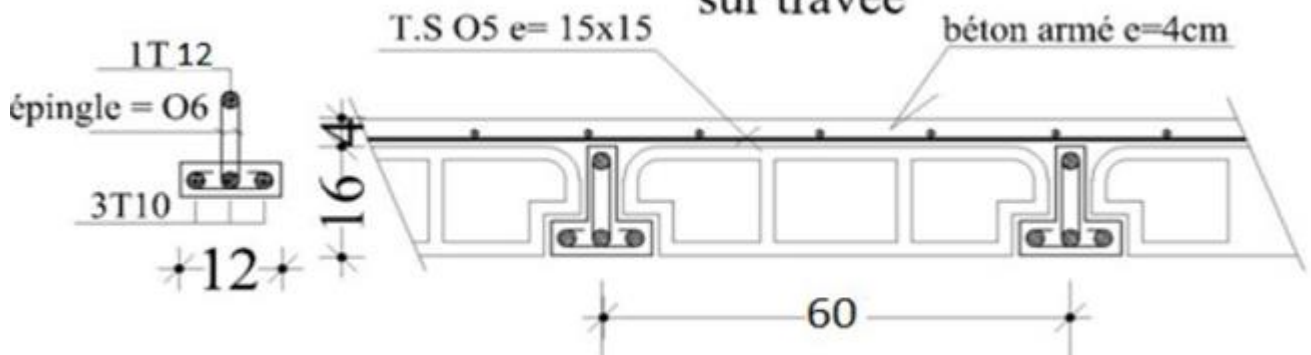
**coupe A - A**

**Sur appuis**



**coupe B - B**

**sur travée**



**Figure III.18 :** Ferrailage des poutrelles.

### III.5. Etude de la dalle pleine:

#### III.5.1.1 Définition :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée  $l_y$ , petite portée  $l_x$ , épaisseur  $h_d$ ) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le contour).

#### ■ III.5.1.2) Méthode de calcul :

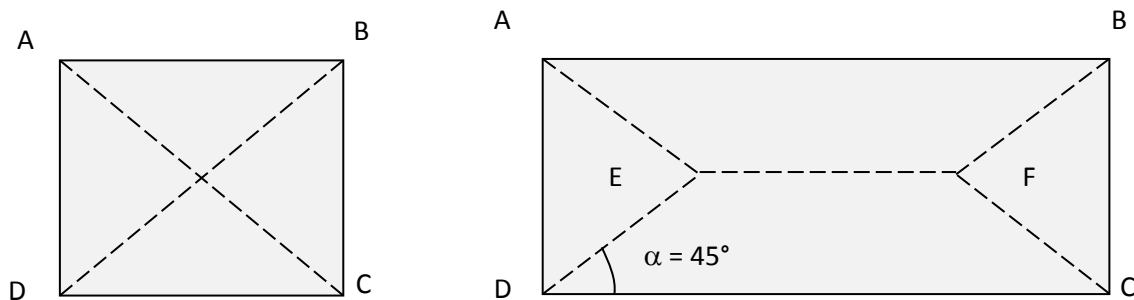
La méthode de calcul dépend du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- Pour  $\rho < 0,4$  ; la dalle porte dans un seul sens. (Fig.a.)
- Pour  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; la dalle porte suivant deux directions. (Fig.b.)

#### ✓ Constatations :

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme
- Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens ;
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus (voir Fig.III.18.).



a- Panneau de dalle de forme carrée b-Panneau de dalle de forme rectangulaire

Fig.III.19: Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.

#### Conclusion :

- Deux moments fléchissant agissent est sont évalués forfaitairement;
- Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

[A.7.2,2 BAEL 91].

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ Avec : } h_d = 15\text{cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1,5\text{cm}$$

on prendra  $\implies \phi = 10\text{mm}$ .

**Calcul de l'enrobage :** [ A.7.1/ BAEL 91].

La fissuration est considérée comme peu nuisible  $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 25\text{mm} \end{array} \right.$$

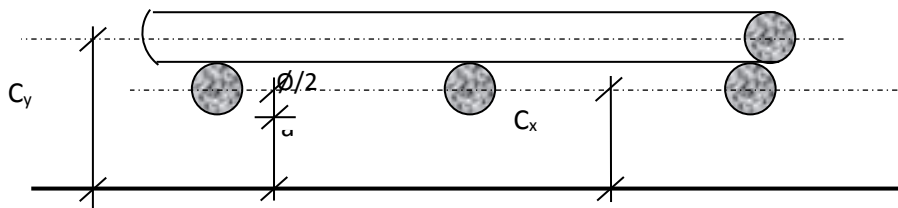


Fig.III.20: Enrobage

**Les hauteurs utile**

$$d_x = h_d - C_x = 15 - 1,5 = 13,5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 15 - 2,5 = 12,5\text{cm}$$

**III.5.2) Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :**

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) ; on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6.45 \text{ KN/m}^2, \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

**a. Combinaison fondamentale :**

**Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 6.45 + 1.5 \times 2.5 = 12.46 \text{ Kn/m}^2$$

Pour une bande de 1m de longueur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1.00 = 12.46 \text{ kN/mL.}$$



## Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 6.45 + 2.5 = 8.95 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser} = \bar{q}_{ser} \times 1.00 = 8.95 \text{ kN/m}_L.$$

## b. Calcul des sollicitations :

### ➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

### ➤ Etat limite de service (E.L.S) :

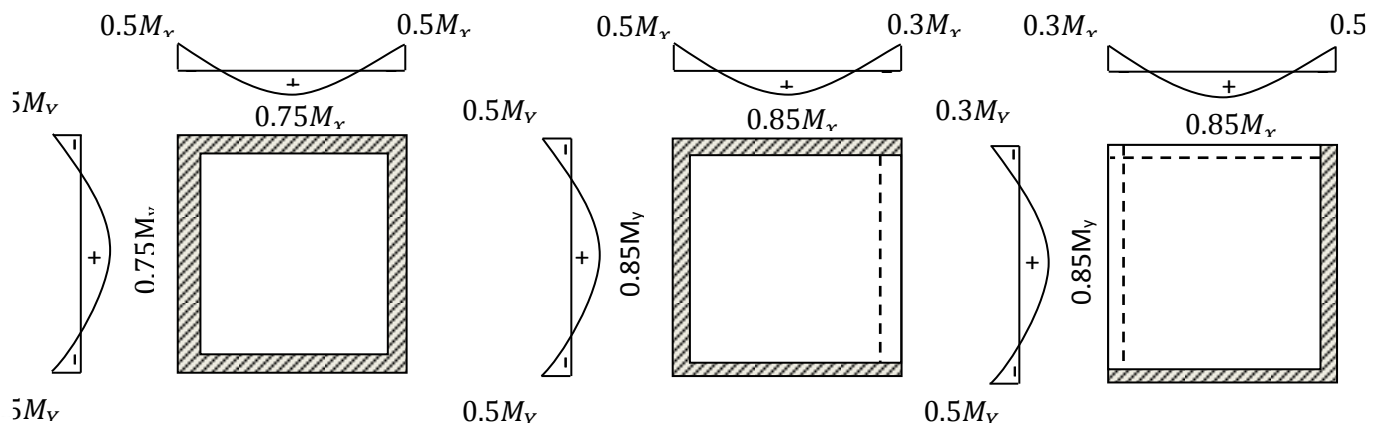
$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\rho, \nu)$

### • Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (b éton fissur é)} \\ \nu = 0.2 & \Rightarrow \text{Etats limites service (b éton non fissur é)}. \end{cases}$$

## c. Mode d'encastrement :



$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport  $l_x / l_y$ . Affectation de fraction forfaitaire de  $M_{ox}$  et  $M_{oy}$  selon le processus suivant : [BAEL 91 / A.8.2,32]

✓ Pour les panneaux intermédiaires :

$$\text{Moments en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{ox} \\ M_{ty} = 0,75 M_{oy} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis : } \begin{cases} M_{ax} = - 0,5 M_{ox} \\ M_{ay} = - 0,5 M_{oy} \end{cases}$$

✓ Pour les panneaux de rive :

$$\text{Moments en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{ox} \\ M_{ty} = 0,85 M_{oy} \end{cases}$$

$$\text{Moments sur appuis intermédiaires : } \begin{cases} M_{aix} = - 0,5 M_{ox} \\ M_{aiy} = - 0,5 M_{oy} \end{cases}$$

$$\text{Moments sur appuis de rive : } \begin{cases} M_{arx} = - 0,3 M_{ox} \\ M_{ary} = - 0,3 M_{oy} \end{cases}$$

En respectant la condition suivante :

➤ En respectant la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{e} \geq 1,25 M_0$$

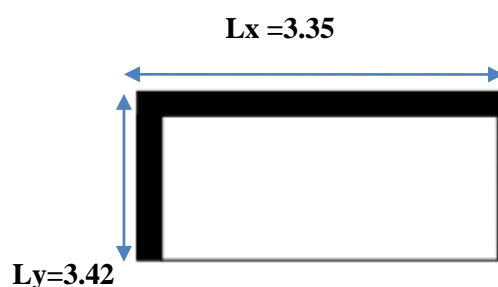
Efforts tranchants : Pour une charge totale P uniformément répartie sur toute la surface de la dalle a et b sont les dimensions de la dalle telle que (a < b).

Effort tranchant par unité de longueur d'appui :

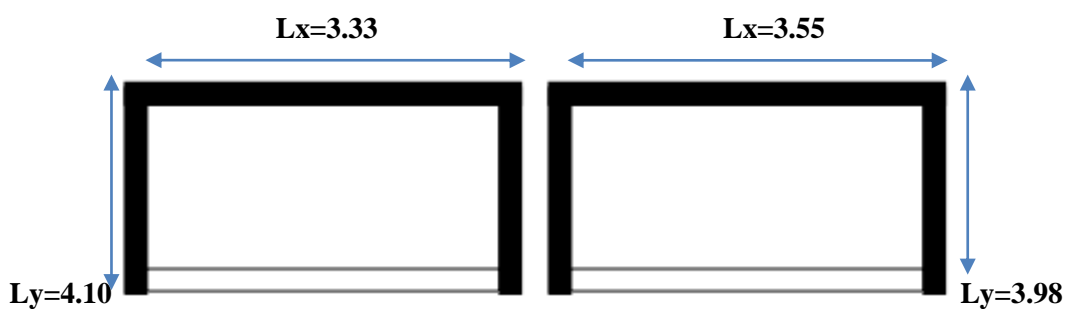
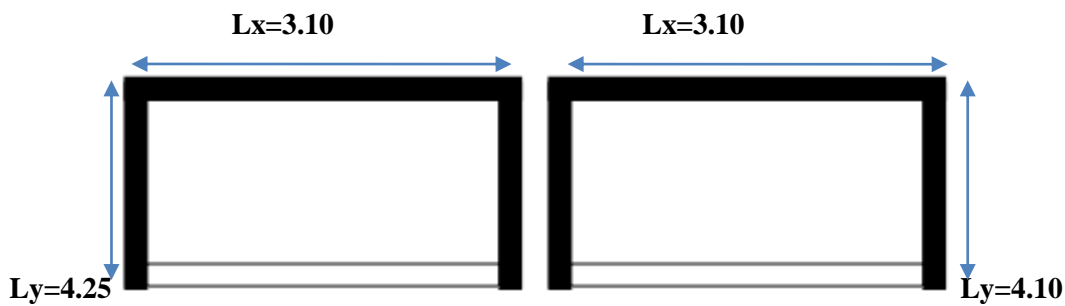
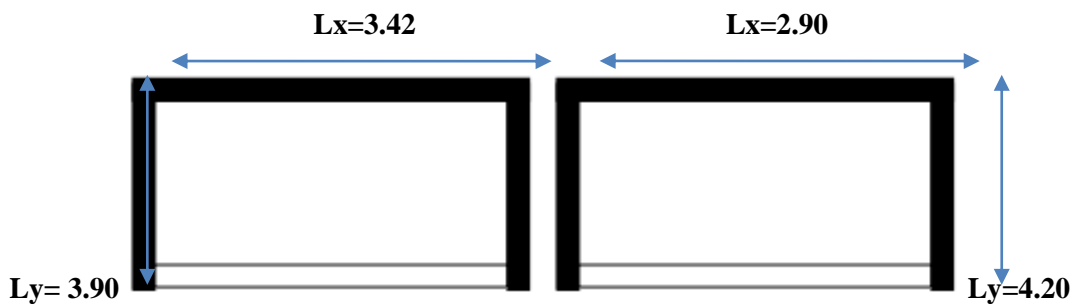
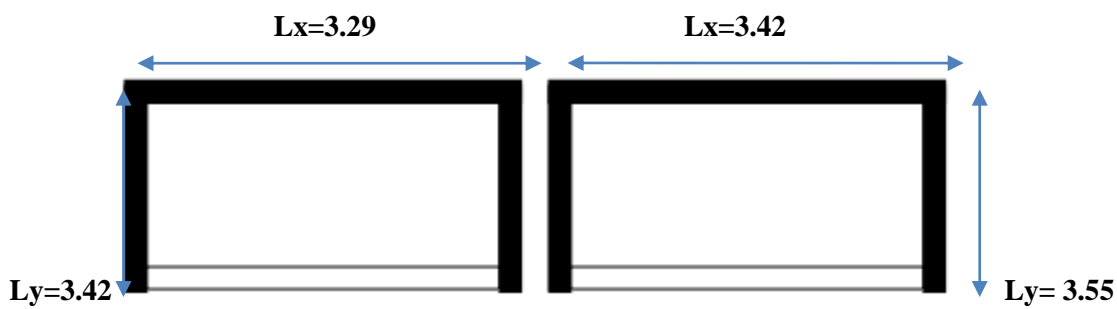
$$\begin{cases} \text{maximum au milieu du plus grand coté: } T_{max} = \frac{p}{2b+a} \\ \text{minimum au milieu du plus petit coté: } T_{min} = \frac{p}{3b} \end{cases}$$

## Les différents types de panneaux de dalle :

### Type 01 :



**Type 02 :**



**Type 03 :**

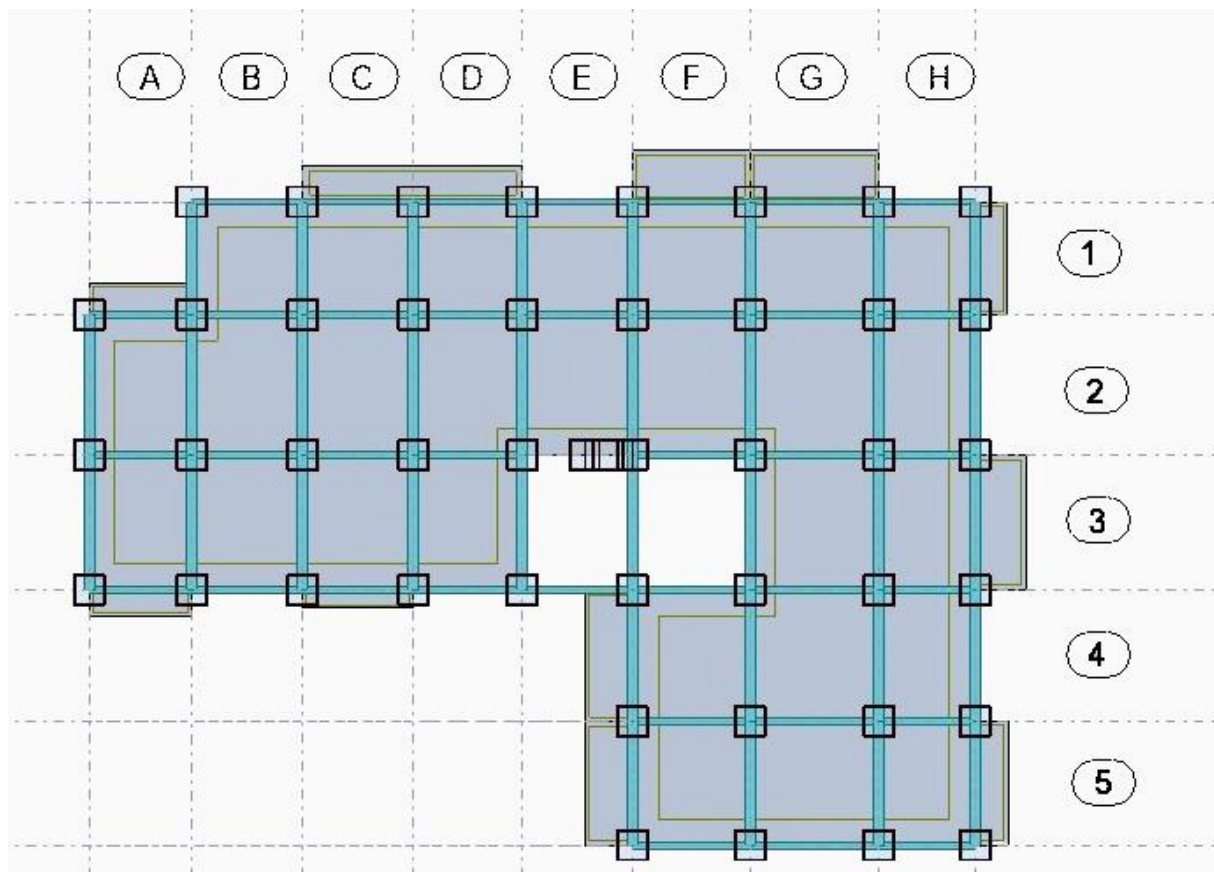
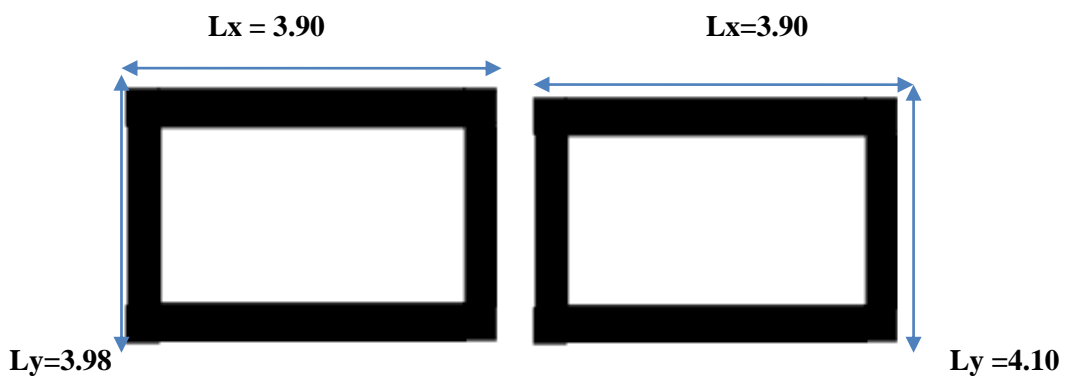
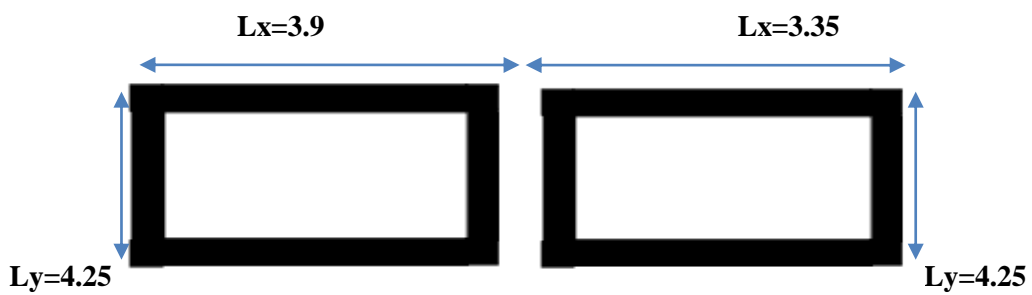


Tableau.III.14. sollicitations des panneaux de dalle

types	panneaux	Lx		Ly	lx/Ly
1	B1	3,35	L	3,42	0,979532
2	C1	3,35	L	3,42	0,979532
	D1	3,29	L	3,42	0,961988
	F1	3,42	T	3,55	0,96338
	G1	3,42	T	3,9	0,876923
	H1	2,9	L	4,2	0,690476
	A2	3,1	L	4,25	0,729412
	A3	3,1	T	4,1	0,756098
	C3	3,35	L	4,1	0,817073
	E3	3,33	T	4,1	0,812195
	G3	2,9	T	4,1	0,707317
	F4	3,55	T	3,98	0,89196
	F5	3,55	T	3,75	0,946667
3	C2	3,35	T	4,25	0,788235
	G2	3,9	T	4,25	0,917647
	G3	3,9	T	4,1	0,95122
	G4	3,9	T	3,98	0,979899

ELU								ELS							
$\mu_x$	$\mu_y$	Mx	My	Max	May	Mtx	Mty	$\mu_x$	$\mu_y$	Mx	My	Max	May	Mtx	Mty
0,0384	0,9545	4,169383	3,979676	-2,08469	-1,98984	3,543976	3,382725	0,0457	0,9694	3,590078	3,480221	-1,79504	-1,74011	3,051566	2,958188
0,0384	0,9545	4,169383	3,979676	-2,08469	-1,98984	3,543976	3,382725	0,0457	0,9694	3,590078	3,480221	-1,79504	-1,74011	3,051566	2,958188
0,0401	0,9092	4,199399	3,818094	-2,0997	-1,90905	3,569489	3,24538	0,0474	0,9385	3,591436	3,370563	-1,79572	-1,68528	3,052721	2,864979
0,0401	0,9092	4,537823	4,125789	-2,26891	-2,06289	3,85715	3,50692	0,0474	0,9385	3,880866	3,642192	-1,94043	-1,8211	3,298736	3,095863
0,0476	0,7438	5,386543	4,006511	-2,69327	-2,00326	4,578562	3,405534	0,0546	0,8216	4,470364	3,672851	-2,23518	-1,83643	3,799809	3,121923
0,0684	0,4181	5,565486	2,32693	-2,78274	-1,16346	4,730663	1,97789	0,0755	0,5704	4,444685	2,535248	-2,22234	-1,26762	3,777982	2,154961
0,0646	0,478	6,006298	2,87101	-3,00315	-1,43551	5,105353	2,440359	0,0708	0,6188	4,762716	2,947169	-2,38136	-1,47358	4,048309	2,505093
0,0608	0,5274	5,652986	2,981385	-2,82649	-1,49069	4,805038	2,534177	0,0672	0,658	4,520544	2,974518	-2,26027	-1,48726	3,842462	2,52834
0,0539	0,6313	5,852337	3,694581	-2,92617	-1,84729	4,974487	3,140393	0,0607	0,7381	4,76844	3,519586	-2,38422	-1,75979	4,053174	2,991648
0,055	0,6135	5,900681	3,620068	-2,95034	-1,81003	5,015579	3,077058	0,0617	0,7246	4,789296	3,470324	-2,39465	-1,73516	4,070902	2,949775
0,0671	0,4471	5,459709	2,441036	-2,72985	-1,22052	4,640753	2,07488	0,0731	0,594	4,303397	2,556218	-2,1517	-1,27811	3,657887	2,172785
0,0466	0,7635	5,6819	4,338131	-2,84095	-2,16907	4,829615	3,687411	0,0537	0,8358	4,73728	3,959418	-2,36864	-1,97971	4,026688	3,365506
0,041	0,8875	4,999097	4,436698	-2,49955	-2,21835	4,249232	3,771194	0,0483	0,9236	4,260905	3,935372	-2,13045	-1,96769	3,621769	3,345066
0,0573	0,5786	6,221501	3,599761	-3,11075	-1,79988	4,666126	2,699821	0,0639	0,6978	5,019824	3,502833	-2,50991	-1,75142	3,764868	2,627125
0,0437	0,8251	6,43075	5,306012	-3,21537	-2,65301	4,823062	3,979509	0,0509	0,8799	5,419323	4,768462	-2,70966	-2,38423	4,064492	3,576347
0,041	0,8875	6,033427	5,354666	-3,01671	-2,67733	4,52507	4,016	0,0483	0,9236	5,142501	4,749614	-2,57125	-2,37481	3,856876	3,56221
0,0384	0,9545	5,650819	5,393707	-2,82541	-2,69685	4,238114	4,04528	0,0457	0,9694	4,865679	4,716789	-2,43284	-2,35839	3,649259	3,537592

combinaison	Sens x-x		Sens y-y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Ma (kn.m)	- 3,215	- 2,709	- 2,697	- 2,384
Mt (kn.m)	5,105	4,071	4,045	3,576

### III-6) Calcul des ferrailages :

Sens X-X :

➤ En trav ée : - ELU :  $M_{tx}^u = 5.105 \text{ Kn.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5105}{12,47 \times 100 (14,4)^2} = 0,02$$

$$\mu = 0,02 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5105}{348 \times 0,99 \times 14,4} = 1,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{\min}) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

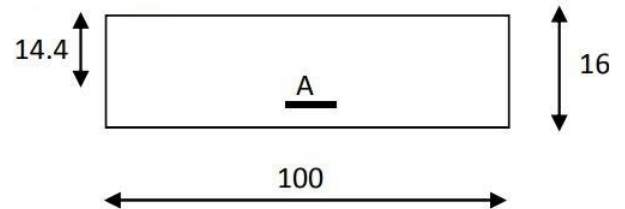


Fig III-24 : Section de calcul entravée

Espacement maximal des armatures:

L'écartement des armatures :  $\delta \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm} ) = 33 \text{ cm}$

Choix des armatures:

$$4T10/ml \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/ml$$

$$T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

- ELS :  $M_{tx}^s = 4.071 \text{ Kn.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans  $A'$   $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 13,2 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{5105}{4071} = 1,25$$

$$\frac{1,25 - 1}{2} + \frac{22}{100} = 0,47 > \alpha = 0,025$$

Conclusion :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 13,2 \text{ MPa}$   
Fissuration peu nuisible  
(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées en ELU sont maintenues

➤ En Appuis : - ELU :  $M_{ax}^u = - 3.215 \text{ Kn.m}$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3215}{12,47 \times 100 (14,4)^2} = 0,012$$

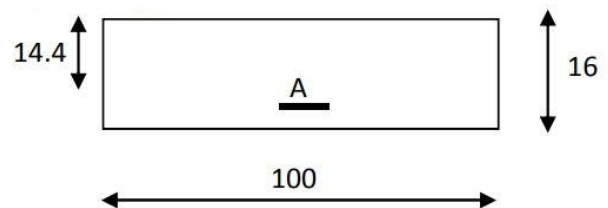


Fig III-24 : Section de calcul en appuis



$$\mu = 0,012 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3215}{348 \times 0,99 \times 14,4} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximal des armatures :

$$L'écartement des armatures : \delta \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

$$- \text{ELS} : M_{ix}^s = - 2.709 \text{ Kn.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans  $A'$   $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 13,2 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{\max}^u}{M_{\max}^s} = \frac{3215}{2709} = 1,19$$

$$\frac{1,19 - 1}{2} + \frac{22}{100} = 0,32 > \alpha = 0,015$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 13,2 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

⇒ Les armatures calculées en ELU sont maintenues

Sens Y-Y :

➤ En travée : - ELU :  $M_{ty}^u = 4.045 \text{ Kn.m}$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{4045}{12,47 \times 100 (14,4)^2} = 0,016$$

$\mu = 0,016 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A'N$  existe pas

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,02$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

Détermination des armatures :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{4045}{348 \times 0,99 \times 14,4} = 0,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

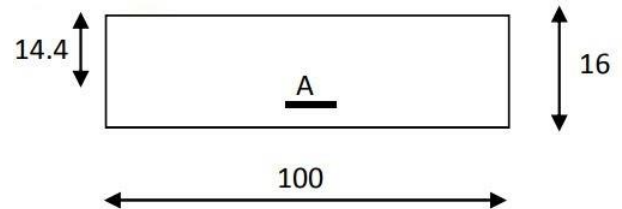


Fig III-24 : Section de calcul entravée

Espacement maximal des armatures:

L'écartement des armatures :  $\delta \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm} ) = 33 \text{ cm}$

Choix des armatures:

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T}10 \rightarrow e = 25\text{cm}$$

- ELS :  $M_{ty}^s = 4.071 \text{ Kn.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans  $A'$   $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 13,2 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{4045}{3576} = 1,13$$

$$\frac{1,13 - 1}{2} + \frac{22}{100} = 0,285 > \alpha = 0,02$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 13,2 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

$\Rightarrow$  Les armatures calculées en ELU sont maintenues

➤ En Appuis : - ELU :  $M_{ax}^u = - 2.697 \text{ Kn.m}$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{2697}{12,47 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

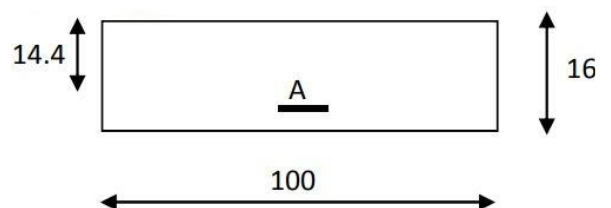


Fig III-24 : Section de calcul en appuis

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1 \quad 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0125$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{2697}{348 \times 0,99 \times 14,4} = 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximal des armatures :

$$L'écartement des armatures : \delta \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T}10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

- ELS :  $M_{ty}^s = -2.384 \text{ Kn.m}$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'  $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 13,2 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{2697}{2384} = 1,13$$

$$\frac{1,13 - 1}{2} + \frac{22}{100} = 0,285 > \alpha = 0,0125$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 13,2 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées en ELU sont maintenues

❖ Conclusion générale :

Pour le ferrailage de la dalle pleine, on prend le cas le plus défavorable c'est-à-dire le ferrailage (Ax) au sens X-X (sens longitudinal du bâtiment) et le ferrailage (Ay) au sens Y-Y (sens transversal du bâtiment) :

➤ Sens X-X :

▪ En travée :

$$4\text{T10/ml} \rightarrow A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T10} \rightarrow e = 25\text{cm}$$

▪ En appuis :

$$- 4\text{T10/ml} \rightarrow A_{ax} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T10} \rightarrow e = 25\text{cm}$$

➤ Sens Y-Y :

▪ En travée :

$$4\text{T10/ml} \rightarrow A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T10} \rightarrow e = 25\text{cm}$$

▪ En appuis :

$$- 4\text{T10/ml} \rightarrow A_{ay} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T10} \rightarrow e = 25\text{cm}$$

▪ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$\tau_u$  : contrainte tangente;

$\bar{\tau}_u$  : contrainte tangente admissible ;

$T_u^{max}$  : Effort tranchant max.

$$T_u^{max} = 643,07 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{6430,7}{1000 \times 144} = 0,045 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage. }  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.



# CHAPITRE IV

# CHAPITRE IV

## **CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE**

### **IV-1) Introduction :**

Le sisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

- Considérations de base :
  - ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
  - ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
  - ✓ Les planchers doivent être infiniment rigides dans leurs plans (planchers indéformables horizontalement).
- Méthode de calcul : Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :
  - ✓ méthode statique équivalente ;
  - ✓ méthode dynamique modale spectrale.

### **Méthode statique équivalente :**

C'est une analyse statique d'une structure sous l'effet d'un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

### **IV-2) Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

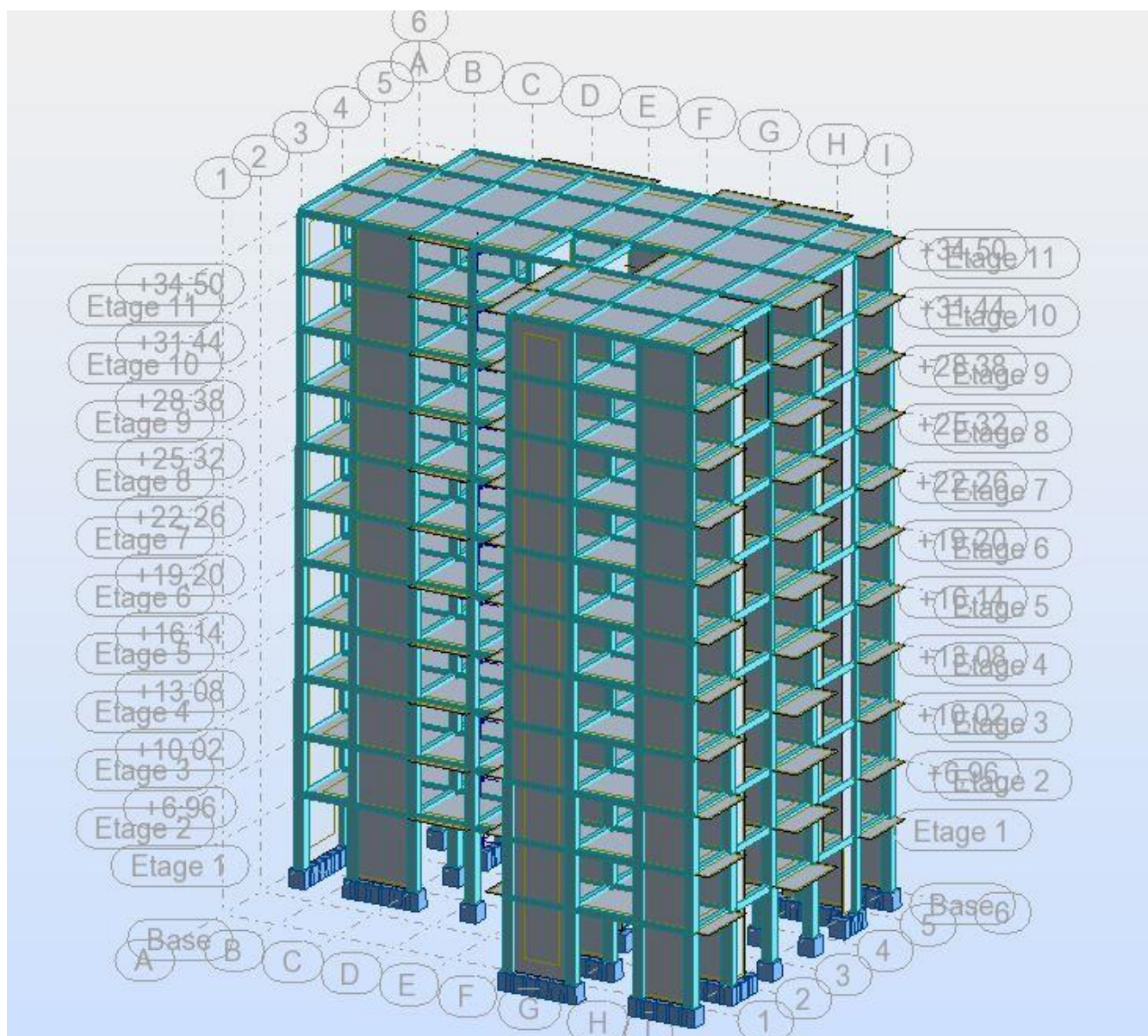
### **IV-3) Modélisation de la structure étudiée :**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds. Les planchers sont simulés par



des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit. Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.



**Figure IV -1 : Modèle 3D de la structure**

• **Conditions d'application :**

- ✓ Le bâtiment doit satisfaire aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m dans la zone IIa.
- ✓ bâtiment présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncé en (1), la condition complémentaire suivante :
- ✓ Groupe d'usage 2, Si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m dans la zone (II.a).

#### **IV-4) Vérification des Conditions d'application :**

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale. [RPA99/4.1.3]

Calcul de la force sismique :

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

$A$  : coefficient de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99) ;

$D$  : facteur d'amplification dynamique

$Q$  : facteur de qualité (tableau 4 -4 de RPA 99) ;

$R$  : coefficient de comportement (tableau 4 -3 de RPA 99) ;

$W$  : poids totale de la structure.

Résultante de la force sismique : La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.

(Article 4-3-6 (RPA 99)).

#### **IV-5) Calcul par la méthode statique équivalente :**

Coefficient d'accélération de la zone ( $A$ ) : (Tableau 4.1 de RPA99/V2003)

On à  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne)} \end{array} \right.$

**Donc :  $A=0,15$**

#### **IV-6) Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre cas on a utilisé un système de Portiques contreventés par des voiles  $R=3,5$ .

#### **IV-7) Facteur de Qualité (Q) :**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Tableau IV-1 : Valeurs des pénalités  $P$  (Tab.4.4 du RPA99 V2003)

Critère (q)	$p_{ax}$	$p_{ay}$
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

Donc,  $Q_x=Q_y=1.3$

- Pourcentage d'amortissement critique  $\xi$ :

$\xi = 7\%$  pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

- Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi+2}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{7+2}} = 0,882 > 0,7$$

- Période fondamentale de la structure :

Selon le RPA99, la formule de la période fondamentale est :

T : la valeur de la période fondamentale de la structure ; [RPA99/4.2.4]

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_t h_n^{3/4} \\ \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau.  $h_N=34.5m$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage ( $C_T=0,05$  contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé). [RPA99 V2003/Tableau 4.6 de la page 42]

$D$  : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$D_x=27,27m$   $D_y=20 m$

- $C_t h_n^{3/4} = 0,71 s$
- $\frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_x}} = 0,60 s$  .....Suivant x-x
- $\frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_y}} = 0,70 s$  .....Suivant y-y

$$\begin{cases} T_x=0.60 \text{ secondes} \\ T_y=0.70 \text{ secondes} \end{cases}$$

**facteur d'amplification dynamique** :Donné par la formule : (4-2 du RPA99 V2003,p35)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \left( T_2 / 3 \right)^{2/3} \left( 3/T \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

- **période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol rocheux S1:**

$T_1= 0,15s$                        $T_2= 0,30s$  ..... (tableau 4.7.RPA99).

$T_2 < T_x < 3s$                        $\implies$                        $0,30 < 0,60 < 3s$

$T_2 < T_y < 3s$                        $\implies$                        $0,30 < 0,70 < 3s$

donc :                                       $D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 1,39$

$D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 1,26$

- **Calcul de poids total de la structure W : (voir tableau VI.3)**

D'après le RPA 99 le poids total de la structure  $W = W_G + \beta W_P$  Le coefficient  $\beta$  est donné par le tableau 4 – 5 (RPA 99), Pour les locaux d'habitation On prend  $\beta = 0.2$

### **V.3.3.3 La force sismique totale sera :**

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,39 \times 1,3}{3,5} \times 51407,21 = 3981,12 \text{ kn}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,26 \times 1,3}{3,5} \times 51407,21 = 3608,79 \text{ kn}$$

### **IV-7-1) Vérification de la période :**

La valeur de T calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 % ( Art.4.2.4.4 du RPA99 V2003, p43).

$$T_{\text{dynamique}} < 1,3 \times T_{\text{empirique}}$$

**Direction x-x :**

$$0,75 \text{ sec} < 1,3 \times 0,60 \Rightarrow 0,75 < 0,78 \rightarrow C.V$$

**Direction y-y :**

$$0,75 \text{ sec} < 1,3 \times 0,70 \Rightarrow 0,75 < 0,91 \rightarrow C.V$$

### **IV-8) Méthode dynamique :**

C'est une analyse dynamique de la structure sous des forces sismiques représentées par un spectre de réponse, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par forces, ces effets seront par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### **IV-8-1) Condition d'application :**

Selon le «RPA99/V2003», la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où, la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### **IV-8-2) Présentation du logiciel :**

Le « ROBOT » est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par éléments, il offre :

- ✓ Performances de la technologie d'aujourd'hui ;
- ✓ Capacité de calcul ;
- ✓ Vitesse d'exécution ;

- ✓ Précision ;
- ✓ Analyse statique et dynamique

### IV.8.3 Disposition des voiles de contreventement :

La présence des locaux de commerce disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction portiques .

la disposition retenue est la suivante :

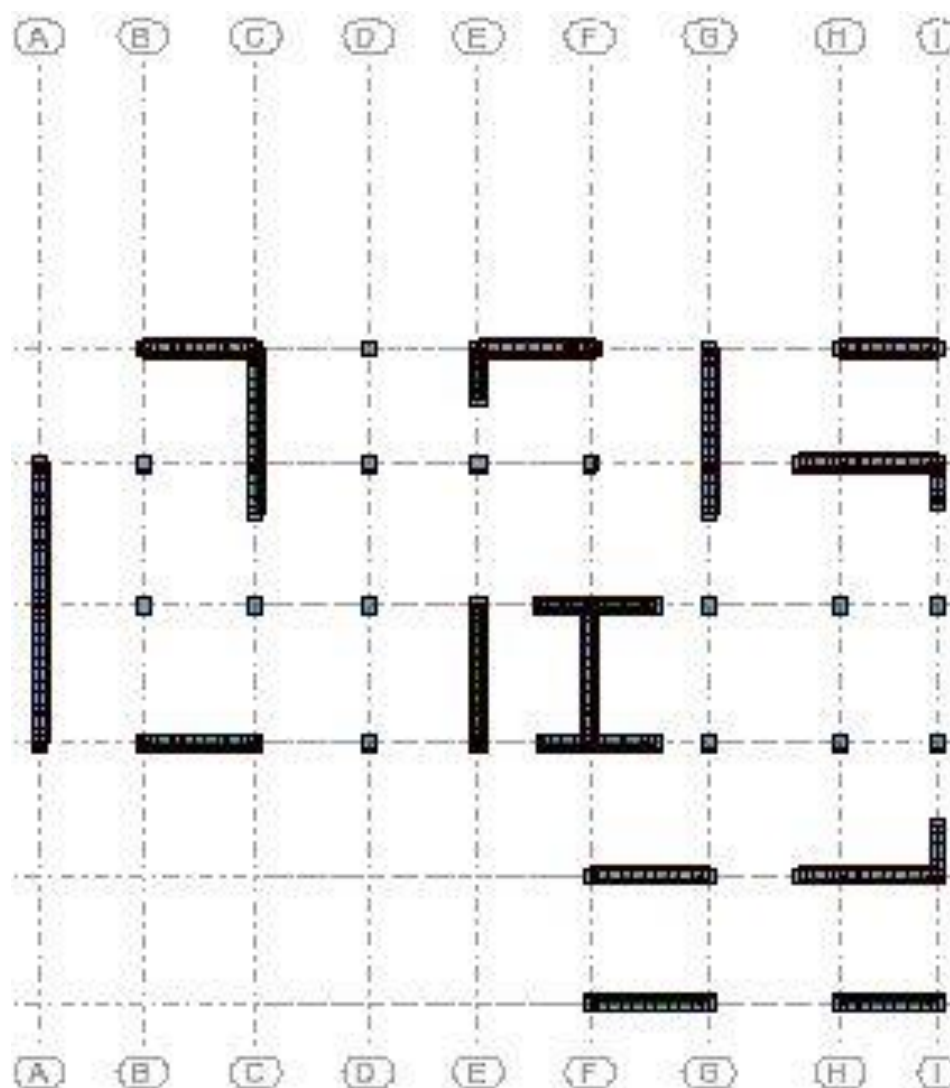


Figure IV-2 : la disposition optimale des voiles de contreventements.

#### **IV-9) Calcul de centre de masse et le moment massique ;**

##### **IV-9-1) Centre de masse :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcon, maçonnerie extérieur).

$$X_i = \frac{\sum m_i \times x_i}{\sum m_i}$$

$$Y_i = \frac{\sum m_i \times y_i}{\sum m_i}$$

✓ Le moment massique :

$$M_{ZZ} = \frac{W_I}{S_I} \times (I_{XX} + I_{YY})$$

$M_{ZZ}$  : moment d'inertie massique ;

$W_I$  : masse de plancher considéré ;

$I_{XX}$  : moment d'inertie du plancher /xx ;

$I_{YY}$  : moment d'inertie du plancher /yy ;

$S_I$  : la section du plancher.

#### **IV-9-1- Caractéristique géométrique de la structure(ROBOT) :**

##### **Centre de gravité :**

$$X_G = 15.769 \text{ m}$$

$$Y_G = 11.341 \text{ m}$$

##### **Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 342932470,949 \text{ Kg.m}^2$$

$$I_{yy} = 431152095,748 \text{ Kg.m}^2$$

#### **IV-10) Méthode d'analyse spectrale modale :**

##### **IV-10-1) Spectre de réponse :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99V2003) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- T : Période fondamentale de la structure.
- $T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associés à la catégorie du site (S1).
- Sa : accélération spectrale.
- g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/S<sup>2</sup>

#### **IV-10-2) Interprétation des résultats :**

Après interprétation des résultats du fichier ROBOT, on a obtenu les résultats suivants résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la 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  $V_t < 0,80 V_s$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0,8 V_s / V_t$ .

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau IV-2 : Résultante des forces sismiques

L'effort tranchant à la base	V dynamique (KN)	V statique (KN)	80% V statique (KN)	$0.8V_{stat} \leq V(\text{dyn})$
Sens X	3186,70	3981,12	3184,90	Oui
Sens Y	2887,07	3608,79	2887,03	Oui



### **IV-10-3) Distribution verticale de la force sismique :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \dots\dots\dots\text{chapitre 4-2-5 RPA}$$

$F_t$  : la force contenue au somme de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration:

$$\begin{cases} F_t = 0,07.TV \leq 0,25V \\ F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} T_x = 0,6 \leq 0,7s \\ T_y = 0,7 = 0,7s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} F_{tx} = 0 \\ F_{ty} = 0 \end{cases}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_j^n W_j h_j} \dots\dots\dots\text{chapitre 4-2-5 RPA}$$

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau  $i$      $h_i$  : le niveau où s'exerce la force  $F_i$

$W_i$   $W_j$ : poids revenant aux planchers  $i, j$ .     $h_j$  : niveau d'un plancher quel conque

### **IV-10-4) Vérification des déplacements relatifs des étages : [RPA99/4.4.3]**

#### **IV-10-4-a) Déplacement relatif :**

D'après l'article 4.4.3 du RPA99, le déplacement horizontal à chaque niveau égal :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad \text{Avec : } \delta_k : \text{déplacement horizontal au niveau } k.$$

$\delta_k$  : déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par ROBOT (Voir annexe).

$R$  : coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif est égal :  $\Delta_k = R (\delta_{ek} - \delta_{ek-k})$  obtenu par ROBOT Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99/5.10]  $\Delta_{adm} = 1\% h_e$

Avec :  $h_e$  : hauteur d'étage.

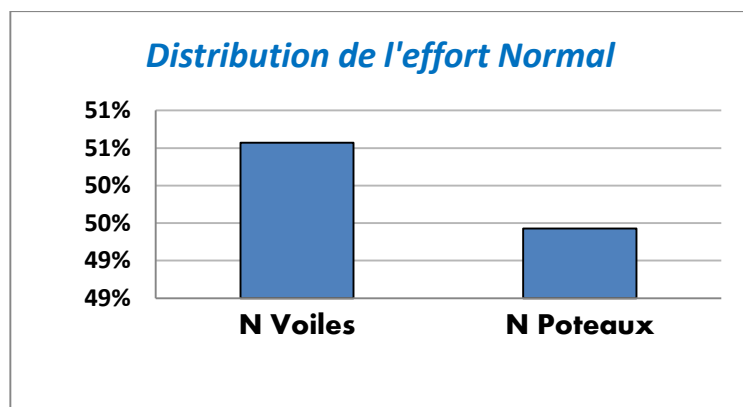
niveau	He (cm)	$\Delta k_{MAX} \times R$ (cm)		$\Delta radm$ (cm)	RPA
		$\Delta x$	$\Delta y$		
10	306	0,500	0,610	3.06	C.V
9	306	0,515	0,647	3.06	C.V
8	306	0,522	0,666	3.06	C.V
7	306	0,525	0,685	3.06	C.V
6	306	0,514	0,682	3.06	C.V
5	306	0,493	0,671	3.06	C.V
4	306	0,455	0,633	3.06	C.V
3	306	0,403	0,580	3.06	C.V
2	306	0,333	0,493	3.06	C.V
1	306	0,245	0,381	3.06	C.V
RDC	390	0,145	0,245	3.90	C.V

Tableau IV.3 vérification des déplacements

#### IV-11) Détermination du coefficient de comportement R=3.5 :

D'après (l'article A.2 de RPA99V2003) le système est constitué uniquement de voile ou de voile et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% due aux charges verticales. On considère que les sollicitations horizontales sont reprises Uniquement par les voiles.

Résultats dans les graphes :



Etage	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	-13,75	-10,36	-20893,43
2	-14,42	-3,22	-19507,01
3	-6,14	7,69	-18050
4	-4,1	9,22	-16987,9
5	2,95	19,98	-15133,92
6	3,8	13,26	-13704,96
7	11,61	23,76	-11627,22
8	10,42	15,38	-9819,65
9	18,47	23,38	-7499,71
10	15,18	11,1	-5267,44
11	20,37	23,73	-2710,4

Etage	Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	13,75	10,36	-27651,95
2	14,42	3,22	-23469,95
3	6,14	-7,69	-20319,84
4	4,1	-9,22	-16823,87
5	-2,95	-19,98	-14236,59
6	-3,8	-13,26	-11249,62
7	-11,61	-23,76	-9023,32
8	-10,42	-15,38	-6554,5
9	-18,47	-23,38	-4684,18
10	-15,18	-11,1	-2758,52
11	-20,37	-23,73	-1240,75

Donc le choix de R est satisfaisant, on prend (R=3.5) c. à d. un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

$$N_{voile}/N_{totale} = 0,51 > 0,2$$

#### IV.11.1) Vérification des modes ;

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,75	7,64	41,26	7,64	41,26	E140721,16	E140721,16
3/ 2	0,69	62,75	51,58	55,11	10,32	E140721,16	E140721,16
3/ 3	0,50	65,48	66,63	2,73	15,05	E140721,16	E140721,16
3/ 4	0,20	66,54	78,12	1,06	11,48	E140721,16	E140721,16
3/ 5	0,17	84,12	79,97	17,58	1,86	E140721,16	E140721,16
3/ 6	0,12	84,84	85,57	0,72	5,59	E140721,16	E140721,16
3/ 7	0,10	85,23	89,54	0,39	3,97	E140721,16	E140721,16
3/ 8	0,09	85,23	89,54	0,00	0,00	E140721,16	E140721,16
3/ 9	0,08	85,23	89,54	0,00	0,00	E140721,16	E140721,16
3/ 10	0,08	85,30	89,54	0,06	0,00	E140721,16	E140721,16
3/ 11	0,08	85,37	89,55	0,07	0,00	E140721,16	E140721,16
3/ 12	0,08	90,92	90,13	5,56	0,59	E140721,16	E140721,16
3/ 13	0,08	91,07	90,13	0,15	0,00	E140721,16	E140721,16
3/ 14	0,07	91,32	90,15	0,25	0,01	E140721,16	E140721,16
3/ 15	0,07	91,32	90,15	0,00	0,00	E140721,16	E140721,16

Tableau IV.5 Vérification des modes

## IV.11.2. Vérification de stabilité au renversement :

Pour vérifier le renversement il faut vérifier  $M_s/M_r < 1.5$  avec:

$$M_s : \text{Moment stabilisant à la base, tel que : } M_s = W * X_g$$

avec: W : poids du bâtiment à la base ;avec XG et YG sont les coordonnées du centre de gravité suivant l'axe X et Y respectivement de la structure.

- Mr : Moment renversant à la base dans la direction i (X ou Y), tel que :

$$\text{Suivant X : } M_{rx} = F_x * h(\text{etage})$$

$$\text{Suivant y : } M_{ry} = F_y * h(\text{etage})$$

$$\text{Avec pour étage 10 : } F_{x11} = V_{x11}$$

$$F_{y11} = V_{y11}$$

$$\text{Pour étage 9 : } F_{x9} = V_{x10} - F_{x11}$$

$$F_{y9} = V_{y10} - F_{y11}$$

Le même principe pour tous les étages.

Vx et Vy sont respectivement les efforts tranchants dus à l'action sismique suivant la direction X et Y.

	FX	FY
<b>RDC</b>	77,6	25,92
<b>1</b>	150,92	50,57
<b>2</b>	195,21	62,69
<b>3</b>	210,23	62,94
<b>4</b>	221,82	61,8
<b>5</b>	234,44	61,6
<b>6</b>	253,95	63,2
<b>7</b>	283,59	69,58
<b>8</b>	364,06	94,94
<b>9</b>	507,98	142,74
<b>10</b>	686,94	199,6
<b>somme</b>	3186,7	695,98

Tableaux IV.6-7 **Vérification aux renversement**

**DIRECTION X**

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	3186,74	3,9	51407,21	15,769	302,64	810640,2945	OK
1	3109,14	6,96			1050,4032		OK
2	2958,22	10,02			1956,0042		OK
3	2763,01	13,08			2749,8084		OK
4	2552,78	16,14			3580,1748		OK
5	2330,96	19,2			4501,248		OK
6	2096,52	22,26			5652,927		OK
7	1842,57	25,32			7180,4988		OK
8	1558,98	28,38			10332,023		OK
9	1194,92	31,44			15970,891		OK
10	686,94	34,5			23699,43		OK

**DIRECTION Y**

ETAGE	Vy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	V é r i f i c a t i o n
RDC	895,58	3,9	51407,21	11,341	101,088	583009,1686	OK
1	869,66	6,96			351,9672		OK
2	819,09	10,02			628,1538		OK
3	756,40	13,08			823,2552		OK
4	693,46	16,14			997,452		OK
5	631,66	19,2			1182,72		OK
6	570,06	22,26			1406,832		OK
7	506,86	25,32			1761,7656		OK
8	437,28	28,38			2694,3972		OK
9	342,34	31,44			4487,7456		OK
10	199,60	34,5	6886,2	OK			

#### IV.5 Justification vis à vis de l'effet P $\Delta$ :

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des Étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnelle. Ce Phénomène est appelé « effet P $\Delta$  ».

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P $\Delta$ .) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments

Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

P<sub>k</sub> : poids total de la structure et des charges

D'exploitation associées au dessus du niveau « k »

V<sub>k</sub> : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au

Niveau «k-1»

h<sub>k</sub> : hauteur de l'étage « k »

**DIRECTION X**

Etage	P	$\Delta$	V	h	$\theta$	V é r i f i c a t i o n
1	-67507,12	0,183	3186,74	3,9	0,00994007	OK
2	-59998,41	0,284	3109,14	3,06	0,017910033	OK
3	-53572,38	0,382	2958,22	3,06	0,022607493	OK
4	-47213,83	0,46	2763,01	3,06	0,025687579	OK
5	-41017,24	0,518	2552,78	3,06	0,027199529	OK
6	-34846,28	0,561	2330,96	3,06	0,027407097	OK
7	-28833,26	0,586	2096,52	3,06	0,02633728	OK
8	-22858,15	0,6	1842,57	3,06	0,024324667	OK
9	-17010,56	0,599	1558,98	3,06	0,021359125	OK
10	-11177,05	0,592	1194,92	3,06	0,018096252	OK
11	-5475,79	0,578	686,94	3,06	0,015056859	OK

**Tableau IV.8 Justification vis à vis de l'effet  $P\Delta$  sens x**

**DIRECTION Y**

Etage	P	$\Delta$	V	h	$\theta$	V é r i f i c a t i o n
1	-67507,12	0,201	2887,15	3,9	0,012050684	OK
2	-59998,41	0,301	2821,83	3,06	0,020914812	OK
3	-53572,38	0,388	2687,88	3,06	0,025272102	OK
4	-47213,83	0,455	2511,24	3,06	0,027955739	OK
5	-41017,24	0,496	2320,58	3,06	0,028650364	OK
6	-34846,28	0,525	2120,52	3,06	0,02819369	OK
7	-28833,26	0,533	1907,56	3,06	0,026328209	OK
8	-22858,15	0,534	1669,16	3,06	0,023898076	OK
9	-17010,56	0,519	1393,06	3,06	0,020710697	OK
10	-11177,05	0,503	1042,96	3,06	0,017615951	OK
11	-5475,79	0,474	582,56	3,06	0,014560056	OK

**Tableau IV.9 Justification vis à vis de l'effet  $P\Delta$  sens y**

**Conclusion :**

- ✓ La période du modèle final est inférieure à celle calculée par le RPA99 (version 2003).
- ✓ Les déplacements inter étages sont tous vérifiés.
- ✓ La structure étudiée est justifiée vis-à-vis l'effet  $P-\Delta$ .

# CHAPITRE V

# CHAPITRE V

# CHAPITRE V: Etude Des éléments structuraux

## V.1. Introduction

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

- **Poteaux**

Se sont des éléments porteurs verticaux en béton armé ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

- **Poutres**

Se sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailer sous les différentes sollicitations, ce calcul est fait par le programme (ROBOT).

## V.2. Ferrailage des portiques

### V.2.1. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est calculé en fonction d'un effort de compression ( $N$ ) et des moments fléchissant dans les deux directions ( $M_{22}$ ,  $M_{33}$  donnés par le ROBOT).

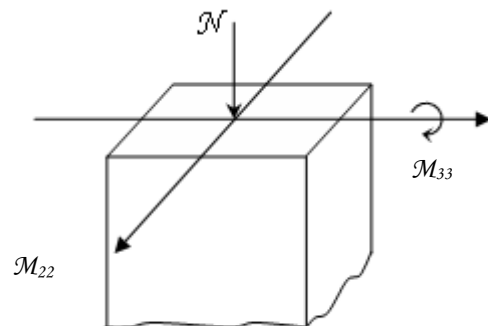


Figure V.1 Direction des moments et efforts sur un poteau



Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes [3] :

- **Combinaison fondamentale :**

$$E.L.U : 1,35 G + 1,5 P$$

- **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + P + 1,2 E \\ 0,8 G + E \end{cases}$$

- Les armatures longitudinales sont déterminées sous trois cas de sollicitations suivantes :

$$1^{\text{ier}} \text{ Cas : } N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$$

$$2^{\text{ième}} \text{ Cas : } M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$$

- Pour ces armatures on doit respecter les conditions suivantes :

- La section d'acier minimale donnée par le B.A.E.L.

- Les pourcentages extrêmes d'acier ( $A_{\min}$  et  $A_{\max}$ ) donnés par le RPA 99.

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales  $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$ .

- La longueur minimale de recouvrement  $L_r = 40\phi$  en zone II a.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau  $\delta_t < 25 \text{ cm}$ .

- Pour la conception de nos poteaux, nous avons 4 types de poteaux à ferrailer :

- Poteaux  $(55 \times 55) \text{ cm}^2$  : pour le niveau (R.D.C).

- Poteaux  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$  : pour les niveaux (1<sup>ier</sup> – 2<sup>ième</sup> Étage).

- Poteaux  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$  : pour les niveaux (3<sup>ier</sup> – 4<sup>ième</sup> – 5<sup>ième</sup> Étage).

- Poteaux  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$  : pour les niveaux (5<sup>ième</sup> – 6<sup>ième</sup> – 8<sup>ième</sup> Étage).

- Poteaux  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$  : pour les niveaux (7<sup>ième</sup> – 8<sup>ième</sup> Étage).

- Poteaux  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$  : pour les niveaux (9<sup>ième</sup> – 10<sup>ième</sup> Étage).

	Sollicitation <i>KN ou KN · m</i>	Poteaux (55 × 55) cm <sup>2</sup>	Poteaux (50 × 50) cm <sup>2</sup>	Poteaux (45 × 45) cm <sup>2</sup>	Poteaux (40 × 40) cm <sup>2</sup>	Poteaux (35 × 35) cm <sup>2</sup>	Poteaux (30 × 30) cm <sup>2</sup>
Combinaison 1,35 G + 1,5 P  1 <sup>er</sup> cas	$N_{\max}$	2878.98	1863.11	1158.43	481.47	309.55	228.61
	$M_{corr}$	9.984	28.19	31.181	28.89	26.19	29.59
	$T_{\max}$	29.67	34.6	36.42	39.87	37.52	33.91
Combinaison G + P + 1,2 Ex  2 <sup>ème</sup> cas	$M_{\max}$	174.001	121.931	92.184	51.845	32.151	21.181
	$N_{corr}$	1388.62	879.82	590.97	285.1	189.76	87.32
	$T_{\max}$	95.62	81.66	62.32	35.69	21.35	11.69

Tableau V.1 Récapitulation des moments fléchissant et des efforts

### V.2.1.1 Exemple de calcul

- Armatures longitudinales :

1<sup>er</sup> Cas : Combinaison fondamentale (1,35 G + 1,5 P)

$$\begin{cases} N_{\max} = 2878.98 \text{ KN} \\ M_{corr} = 9.984 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- Calcul de l'excentricité é :

$$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{\max}} = \frac{9,984}{2878,98} = 0,346 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4,58$$

$e_1 < (h/12)$  → Compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple, donc le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

- **E.L.U.R :**

$$A'_1 = \frac{N - B \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{2878,98 \times 10^3 - (55 \times 55) \times 14,2 \times 100}{348}$$

$$A'_1 = -4070,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_1 = 0$$

- **E.L.U.S.F :**

$$L_f = 0,7 h_e = 0,7(390) = 273 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,55}{\sqrt{12}} = 0,159 \Rightarrow \lambda = \frac{2,499}{0,159} = 15,72$$

$$\lambda = 15,72 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,817$$

Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( \frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2) = 2809 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left( \frac{2878,98 \cdot 10^3}{0,810} - \frac{2809 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A'_2 \geq -234,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_2 = 0$$

$$A_1 = \max(A'_1, A'_2) = 0$$

**2<sup>i</sup>ème Cas :** Combinaison accidentelle ( $G + P + 1,2 E_x$ )

$$\begin{cases} M_{\max} = 174,001 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corr}} = 1388,62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{174,001 \times 100}{1388,62} = 12,53 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm} \rightarrow$$

$$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L'effort normal est appliqué hors du noyau central}$$

$\Rightarrow$  La section sera sollicitée à flexion composée

**Remarque :**

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué  $\Rightarrow$  les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées

vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élanement  $\lambda < 35$  (voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.11 \quad \left( \frac{l_f}{h} : \text{Élanement géométrique} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left[ 15, 20 \frac{e_1}{h} \right] \quad \text{Dans tous les cas} \Rightarrow \text{le poteau est peu élané}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1<sup>er</sup> ordre  $e_1$  par une excentricité majorée :

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

$$A_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( \frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$A_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left( \frac{1388,62 \cdot 100}{0,817} - \frac{2809 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A_2 \geq -144,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_3 = 0$$

● **Armatures minimales :**

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b + h)}{100} \right] \text{ cm}^2 = 8,8 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_{\min} = 0,8\% b \cdot h = 24,2 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales :**

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\max} \leq \frac{5 \cdot b \cdot h}{100} = 151.25 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$\begin{cases} A_{\max} = 4\% b \cdot h = 121 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \cdot h = 181.5 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

- **Ferrailage adopté :**

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_1 ; A_2 ; A_{\min(2)}) = 24.2 \text{ cm}^2$$

On prend  $A = 4T20 + 4T20 = 25,12 \text{ cm}^2$

- **E.L.S :**

$$N_{\max} = 2878,98 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 9,984 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{9,984}{2878,98} = 0,346 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm} \Rightarrow \text{Compression centrée,}$$

Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 95,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{95,62 \times 10^3}{55 \times 49,5 \times 100} = 0,351 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{ad}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_t = \frac{\varphi_a \cdot \delta_t \cdot T_{\max}}{h \cdot f_e}$$

♦ **Calcul des espacements :**

$$\begin{cases} \delta_t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ \delta'_t \leq 10\phi_L \text{ en zone courante.} \end{cases}$$

Avec :  $\phi_L$  : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend :  $\delta_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone nodale}$

$$\delta'_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone courante}$$

$\varphi_a$  : est en fonction de  $\lambda$  :

$$\lambda = 15,72 \leq 35 \Rightarrow \varphi_a = 2,5$$

$$T_{\max} = 95,62 \text{ KN.}$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 95,62 \times 10^3}{55 \times 235 \times 100} = 2,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot \delta'_t = 0,3 \times 10^{-2} \times 55 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  Soit deux cadres.

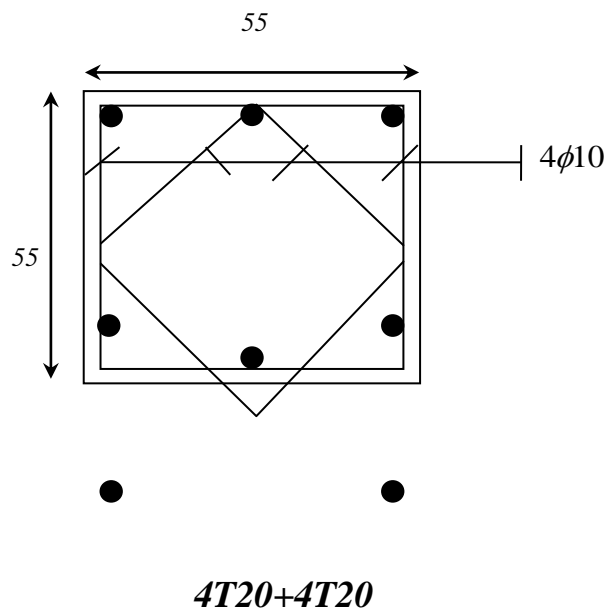


Figure.V.2 Ferrailage des poteaux

- **Longueur de recouvrement :**

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$L_r = 40\phi \text{ en zone II}$$

$$L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

- **Détermination de la zone nodale :**

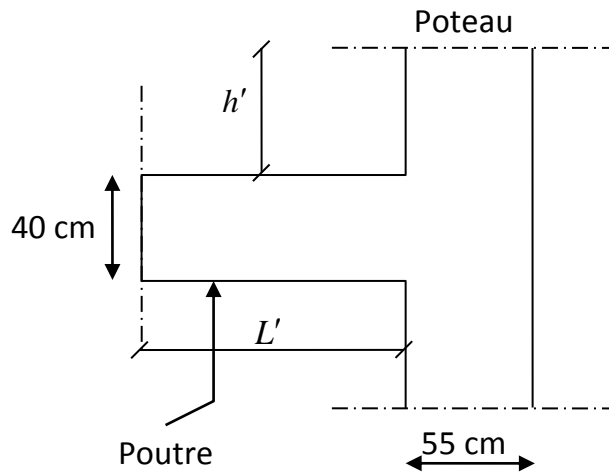


Figure V.3 Schéma de la zone nodale.

$$\begin{cases} L' = 2 \cdot h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b ; h_i ; 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \\ h' = \max\left(\frac{390}{6} ; 55 ; 55 ; 60\right) \text{ cm} = 65 \text{ cm}. \end{cases}$$

Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présent é un exemple de calcul d'un type de poteau (\$55 \times 55 \text{ cm}^2\$). Le reste des calculs est présent é dans le (tableau) qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales sur chaque type de poteau et selon les règlements utilis és B.A.E.L 91 [2] et le R.P.A 99 [3].

Poteau ( $cm^2$ )	$A_{calcul}$	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )	Section corresp ( $cm^2$ )	$A_{trans}$ ( $cm^2$ )	Section corresp ( $cm^2$ )	$\delta_t$ ( $cm$ )	$\delta'_t$ ( $cm$ )
55×55	24,2	4T20 +4T20	25,12	4 $\phi$ 10	3,14	10	15
50×50	20	4T20 +4T16	20,61	4 $\phi$ 10	3,14	10	15
45×45	16,2	4T20 +4T14	18,73	4 $\phi$ 10	3,14	10	15
40×40	12,8	8T14	12,32	4 $\phi$ 10	3,14	10	15
35×35	9,8	4T14 +4T12	10,68	4 $\phi$ 10	3,14	10	15
30×30	7,2	4T14 +4T8	8,16	4 $\phi$ 10	3,14	10	15

Tableau V.2 : Récapitulation du ferrailage des poteaux

## V.2.2 Ferrailage des poutres

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc fait en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91 [2]; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 [3] pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale :**

$$E.L.U : 1,35G + 1,5P$$



- **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + P \mp E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le RPA 99.

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales  $\longrightarrow$  P.P  $(40 \times 30) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires  $\longrightarrow$  P.S  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

### VI.2.2.1 Étude des poutres principales P.P $(40 \times 30) \text{ cm}^2$

#### a. Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \cdot 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \cdot 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \cdot 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

	En appui		En travée		Effort tranchant $T_{\max} \text{ (KN)}$
	$M_a \text{ max}$ $(\text{KN} \cdot \text{m})$	$M_{as}$ $(\text{KN} \cdot \text{m})$	$M_t \text{ max}$ $(\text{KN} \cdot \text{m})$	$M_{ts}$ $(\text{KN} \cdot \text{m})$	
Poutre principale P.P $(40 \times 30) \text{ cm}^2$	106,891	77,892	75,862	55,533	128,67
Poutre secondaire P.S $(30 \times 20) \text{ cm}^2$	78,009	56,868	69,626	50,719	111,33

Tableau V.3 **les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN)**  
PROMOTION : 2020 / 2021

## b. Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91

Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre principale du sous sol.

### b1. En travée

- **E.L.U :**

$$M_t = 75862 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{75862}{14,20 \times 30 \times (36)^2} = 0,137 < \mu = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,15 \rightarrow \beta = 0,945$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{75862}{348 \times 30 \times 0,945} = 7,69 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min})$$

$$A = \max(7,69, 1,30)$$

$$A = 3T16 + 2T12 = 8,29 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

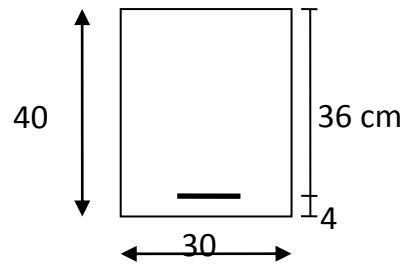


Figure V.4 Schéma d'une section de calcul

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{75862}{55533} = 1,36$$

$$\alpha = 0,15 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition v é r i f i é e}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

## b2. En appui :

- **E.L.U.R :**

$$M_{au} = 106891 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{106891}{14,20 \times 30 \times (36)^2} = 0,19 < \mu_L = 0,392$$

$$\alpha = 0,21 \rightarrow \beta = 0,91$$

$$A = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{106891}{348 \times 36 \times 0,91} = 9,35 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 3T16 + 2T16 = 10,05 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{106891}{77892} = 1,37$$

$$\alpha = 0,21 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 128670 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{128670}{300 \times 360} = 1,19 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### c. Calcul des armatures transversales

#### 1. Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, Q_{L_{\min}}, \frac{b}{10} \right) \text{ Selon le B.A.E.L 91 [2]}$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35}, 1,6, \frac{30}{10} \right) = 1,14 \text{ cm.}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

#### 2. Espacement des armatures transversales

- **En zone nodale**

$$\delta_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times Q_L \right) \text{ Selon le R.P.A 99 [3]}$$

$$\delta_t \leq \min \left( \frac{40}{4}; 12 \times 1,6 \right) = 10 \text{ cm.}$$

On prend  $\delta_t = 10 \text{ cm.}$

• **En zone courante**

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.} \quad \text{Selon le R.P.A 99 [3]}$$

On prend  $\delta_t = 15 \text{ cm.}$

**3. Section des armatures transversales**

$$A_t = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b \quad \text{Selon le R.P.A 99 [3]}$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**4. Vérification des espacements**

•  $\delta_{t_1} \leq \min(0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}) \quad \text{Selon le B.A.E.L 83 [1]}$

$$\delta_{t_1} \leq \min(36, 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

•  $\delta_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)} \quad \text{Selon le B.A.E.L 83 [1]}$

$$\delta_{t_2} \leq \frac{2,01 \times 235}{30 \times 0,31} = 50,79 \text{ cm}$$

•  $\delta_{t_3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij}^* \cdot k)} \quad \text{Selon le B.A.E.L 83 [1]}$

Avec : 
$$\begin{cases} k = 1 \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \\ f_{ij}^* = \min(f_{ij}; 3,3) \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\delta_{t_3} \leq 17,31 \text{ cm}$$

$$\delta_{t_4} \leq \min(\delta_{t_1}, \delta_{t_2}, \delta_{t_3}) = 17,31 \text{ cm.}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t_{RPA}}, \delta_{t_4}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### d. Recouvrement des barres longitudinales

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre  $L_r = 40\phi$

$$L_r = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

##### d.1 Ancrage des armatures tendues

- Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

$\psi_s = 1,5$  barres à H. A courantes.

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

- Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3 \text{ cm.}$$

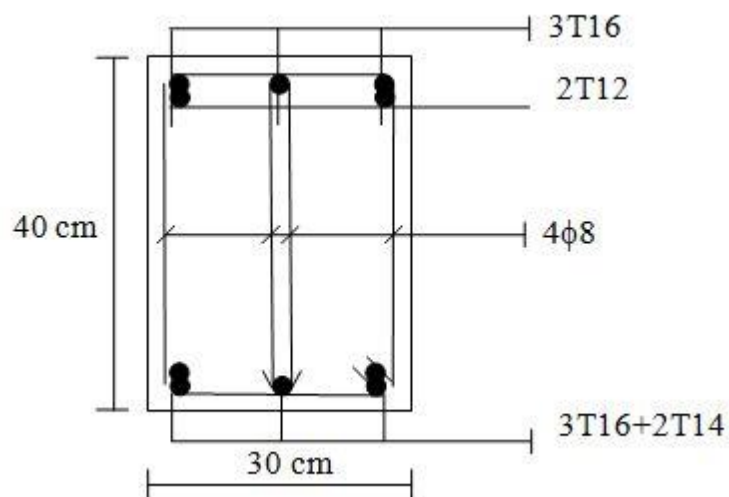


Figure V.5 Schéma de ferrailage de la poutre principale

Type		$A_{calcul}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{choisie}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{adobtere}$ (cm) <sup>2</sup>	$Q_t$ (cm)	$\delta_t$ (cm) zone courante	$\delta_t$ (cm) zone nodale
Poutres principales	Travée	7,69	3T16 + 2T12	8,29	φ8	15	10
	Appui	9,35	3T16 +2T16	10,05	φ8	15	10

**Tableau V.4 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales**

#### V.2.2.2 Étude des poutres secondaires P.S (30×20) cm<sup>2</sup>

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage (Tableau 6.5) :

Type		$A_{calcul}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{choisie}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{adobtere}$ (cm) <sup>2</sup>	$Q_t$ (cm)	$\delta_t$ (cm) zone courante	$\delta_t$ (cm) zone nodale
Poutres secondaires	Travée	9,5	3T14 + 2T14	9,11	φ8	15	10
	Appui	11,19	3T20 + 2T16	13,44	φ8	15	10

**Tableau V.5 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires**

## V.3 Etude des voiles

### V.3.1 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,...)

### V.3.2 Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vent "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 déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

#### 1. 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).



## 2. 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.

## 3. principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable

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

## 4. La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

### 2<sup>ème</sup> cas :

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$ , on ferraille avec la section minimale.

-Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

### 3<sup>ème</sup> cas:

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

#### a. Armatures verticales

Il sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du sisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

#### b. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%

- En zone courante 0,10 %

### c. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm.

Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

### V.3.3 ferrailage des voiles

- Exemple de calcul

- a. Voile intermédiaire

$$A = (3,33 - 0,55) \times 0,2 = 0,37 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,2 \times 3,90^2}{12} = 0,2535 \text{ m}^4$$

$$V = 2,65 \text{ m}$$

$$N = 906,616 \text{ t}$$

$$M = 25,09 \text{ t.m}$$

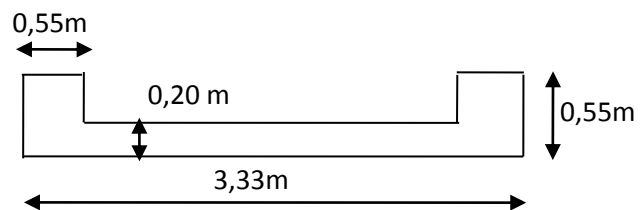


Figure V.7 Dimensions de voile

#### 1. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = 0,271 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = 0,219 \text{ MPa}$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

#### 2. Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 m ère ( $L = 1 \text{ m}$ )

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2 \text{ml}$$

**3. Le diam ètre :**  $D \leq 1/10 \times a$  (mm)

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

#### 4. L'espacement

-Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min\{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} - \text{Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à}$$

$$St \leq \min\{1,5 \times a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \text{ Donc : } St \leq \min\{St_{\text{BAEL}}; St_{\text{R.P.A 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est  $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ml}$

#### 5. Calcul des armatures horizontales

D'apr ès le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le m ême ferrailage que les armatures verticales soit  $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ml}$  avec un espacement de 20 cm

#### 6. Calcul des armatures transversales

D'apr ès le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas ou le diam ètre des aciers verticaux est inf érieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à pr évoir à raison d'une densité de  $4/m^2$  au moins; on prend donc  $4\phi 6$  par  $m^2$

## b. Disposition des armatures

### 1. Armatures verticales

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a  $St=20$  cm  $\rightarrow St/2 = 10$  cm  $< 15$  cm .....v é r i f i é e

$L=425$  cm  $\rightarrow L/10 = 42,5$  cm

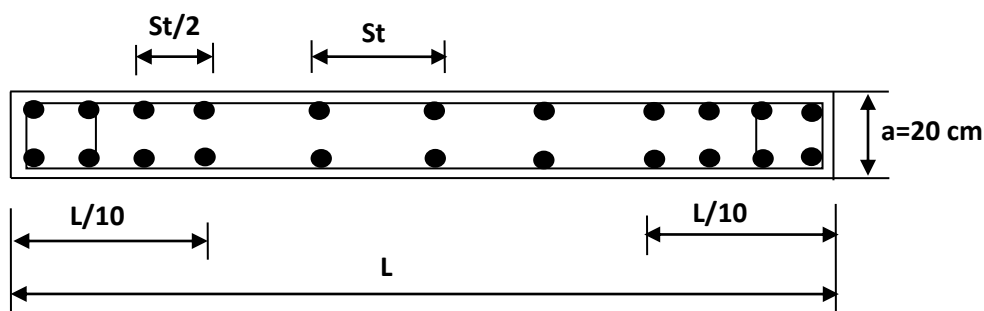


Figure VI.8 Disposition des armatures verticales dans les voiles

### 2. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

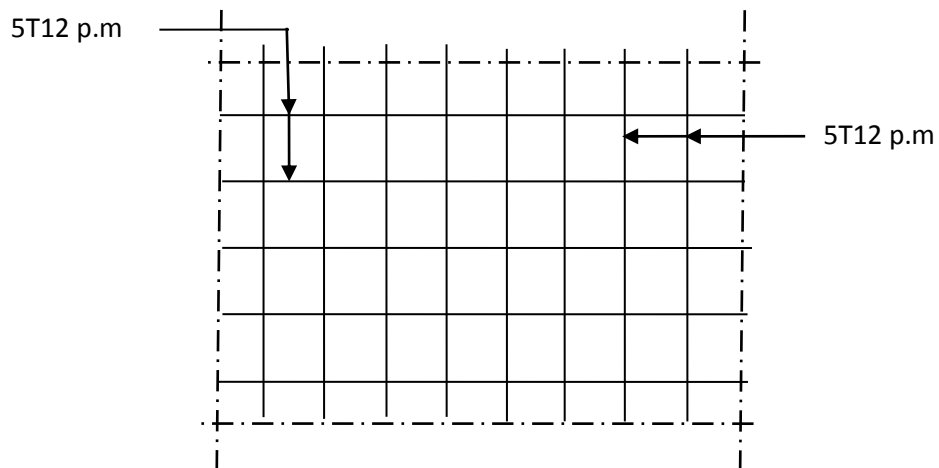
Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur  $St \leq \min(1,5a; 30$  cm)

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

### 3. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.



FigureV.9 disposition du ferrailage du voile



# CHAPITRE VI

# CHAPITRE VI

## **CHAPITRE VI: ETUDE d'INFRASTRUCTURE**

### **VI.1. Calcul des fondations :**

#### **Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,50 bar à un ancrage de 1.50 m.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L.S  $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U.  $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

### **VI.2 Choix du type des fondations :**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie les fondation en allant de la plus simple (semelles isolées, les semelles filantes et le radier général).



Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- ✓ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- ✓ Transmettre au sol la totalité des efforts
- ✓ Éviter les tassements différentiels.

### VI.3. Définition du Radier :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

#### VI.3.1 Calcul du radier :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol  $\cong$  poids total de la structure).

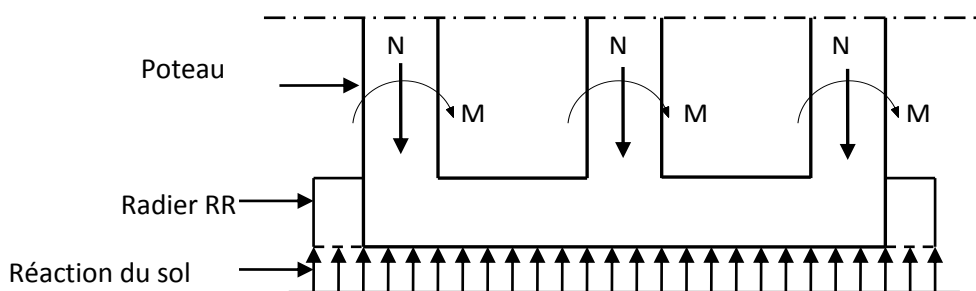


Figure VI.1 Schéma du Radier

#### VI.3.2 Prédimensionnement du radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

Poids supporté par le radier.

Superstructure  $G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{11} G_i = 48545,38 \text{ KN.}$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^{11} Q_i = 7868,20 \text{ KN}$$

### VI.3.3. Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 77338,563 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 56413,58 \text{ KN}$$

### VI.3.4. Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 56413,58 \text{ KN.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 282,068 \text{ m}^2$$

On a surface du radier  $S_{\text{radier}} < \text{Surface du bâtiment (417,1474 m}^2\text{)}$ , on prévoit un débord bâtiment.

On prend un débord de 50 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise  $\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 417,1474 + 52,845 = 469,9924 \text{ m}^2$

**La condition qu'on doit vérifier est la suivante :**

D'après le rapport géotechnique , on a un taux de travail de sol  $\ll \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$

$$\sigma_b \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{b1} = K \times Z_{\text{max}}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{Fz}{Sr}$$

avec :  $z_{\text{max}}$  : déplacement maximum « Uz » à l'ELS obtenu par Robot

$$z_{\text{max}} = 5,430 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$K$  : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol »

$$K = 2,1 \text{ Kg/cm}^3$$

$F_z$ : réaction total de la structure à l'ELS obtenu par Robot.

$$F_z = 68638,23 \text{ kN}$$

$S_r$  : Surface du radier.

$$S_r = 469,9924 \text{ m}^2$$

On aura :

$$\sigma_{b1} = K \times Z_{\max} = 0,00543 \times 210 = 1,14 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 1,14 \text{ bar} \leq \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} = \frac{68638,23}{469,9924} = 146,041 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \sigma_{b2} = 1,46 \text{ bar} \leq \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

### VI.3.5. Epaisseur du radier :

L'épaisseur  $h_r$  de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max}$ : Distance maximale entre deux files successives ( $L_{\max} = 4,25\text{m}$ )

- Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} ; L_{\max} = 4,20 \text{ m} \Rightarrow 53,125\text{cm} \leq h_r \leq 85\text{cm}$$

On prend  $h_r = 80 \text{ cm}$

- Condition de rigidité :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$L_e$  : Longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Le module de Young du (E= 3,2\*10<sup>4</sup> MPa)

b : Largeur de la nervure du radier (largeur du poteau : 55cm)

I : Inertie de la section du radier. (I=bhr<sup>3</sup> /12)

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ( K = 2,1 kg/cm<sup>3</sup> ).

Pour notre cas : b = 4,25 m

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3k}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 21}{3,2 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4,25}{3,14}\right)^4} = 0,47 \text{ m}$$

on prend : h = 80 cm.

### VI.3.6. La hauteur des nervures h<sub>n</sub> :

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm}$$

on prend : h<sub>n</sub> = 50 cm.

### VI.3.7. Epaisseur de la dalle :

$$h_d \geq \frac{L}{20} = \frac{425}{20} = 21,25 \text{ cm}$$

on prend : h<sub>d</sub> = 30 cm.

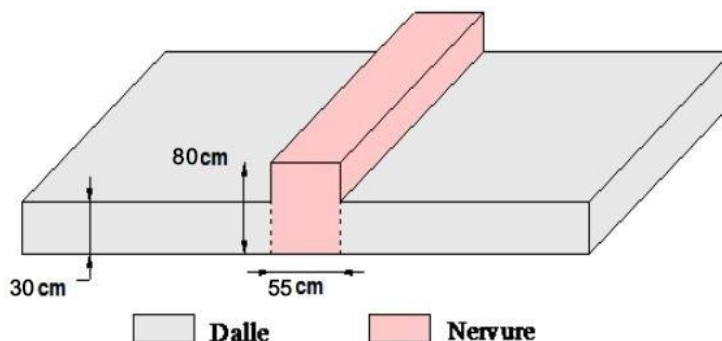


Figure VI.2:dimension du radier

### Données relatives aux matériaux ; chargement

Données du béton		Données du sol	
f <sub>c28</sub> (MPa)	25	Contrainte du sol KN/m <sup>2</sup>	2
Fe (MPa)	400		
Densité du béton KN/m <sup>3</sup>	25		

Données du radier		Coefficient de raideur du sol	
Surface (m <sup>2</sup> )	469,9924	K (kg/ m <sup>3</sup> )	2,1
Epaisseur du radier (m)	0,8		
Lmax (m)	4,25		
Modul de young E (KN/m <sup>2</sup> )	3,2 *10 <sup>7</sup>	Surcharge d'exploitation (KN/m <sup>2</sup> )	2.5
XCDG du radier (m)	15,722		
YCDG du radier (m)	11,349		

### VI.3.8. Vérifications des contraintes dans le sol :

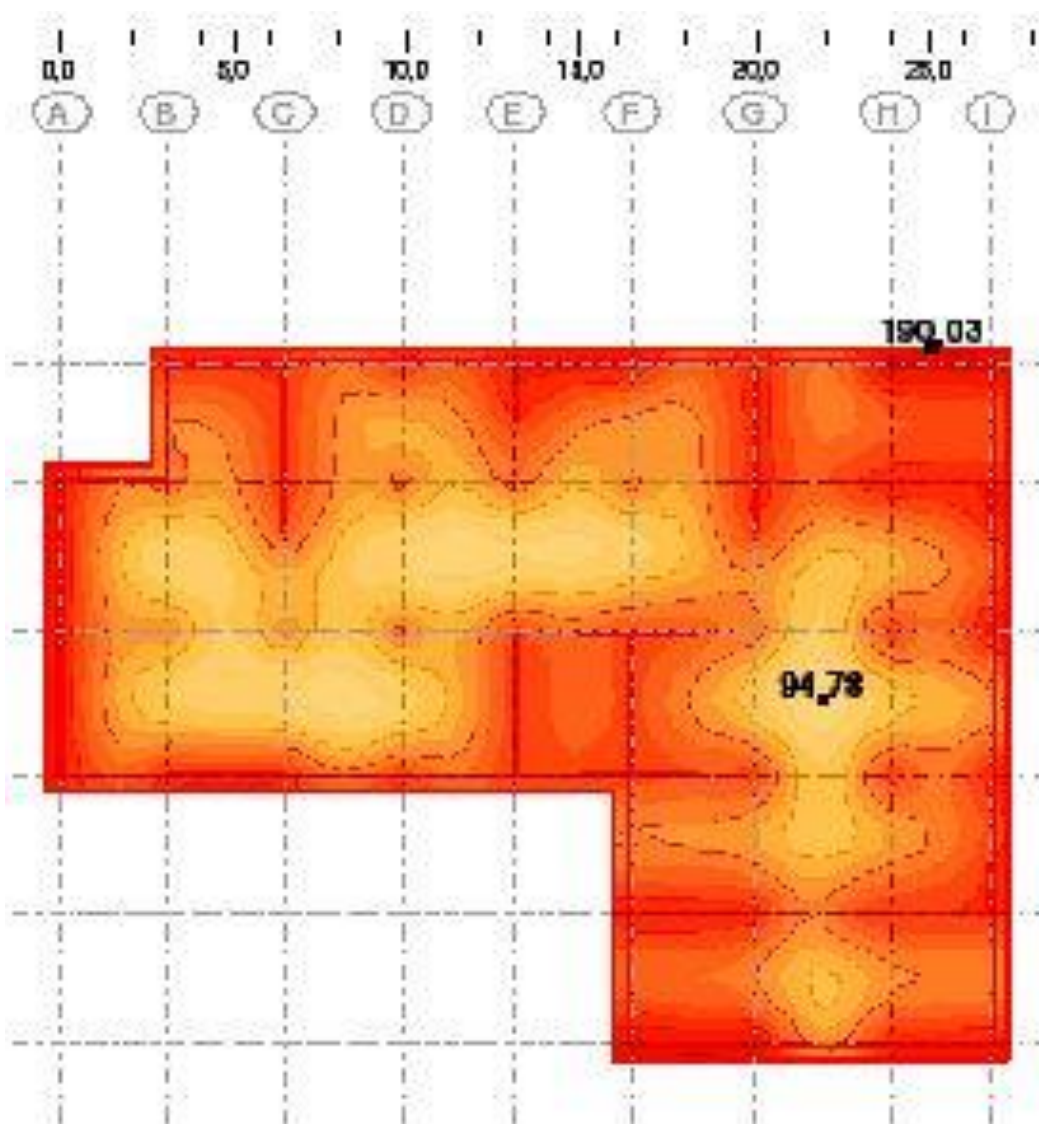
**Distribution des contraintes a l'ELS :**

$$\sigma_{max} = 1,9 \text{ bar}$$

$$\sigma_{min} = 0,95 \text{ bar}$$

Diagramme des contraintes Trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{moyen} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 1,66 \text{ bar} < 2 \text{ bar} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$



**Fig VI-3- Diagramme de Distribution des contraintes a l'ELS**

### Distribution des contraintes a l'ELU :

$$\sigma_{max} = 2,6 \text{ bar}$$

$$\sigma_{min} = 1,3 \text{ bar}$$

Diagramme des contraintes Trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{moyen} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 2,28 \text{ bar} < 1,5 \times 2 \text{ bar} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

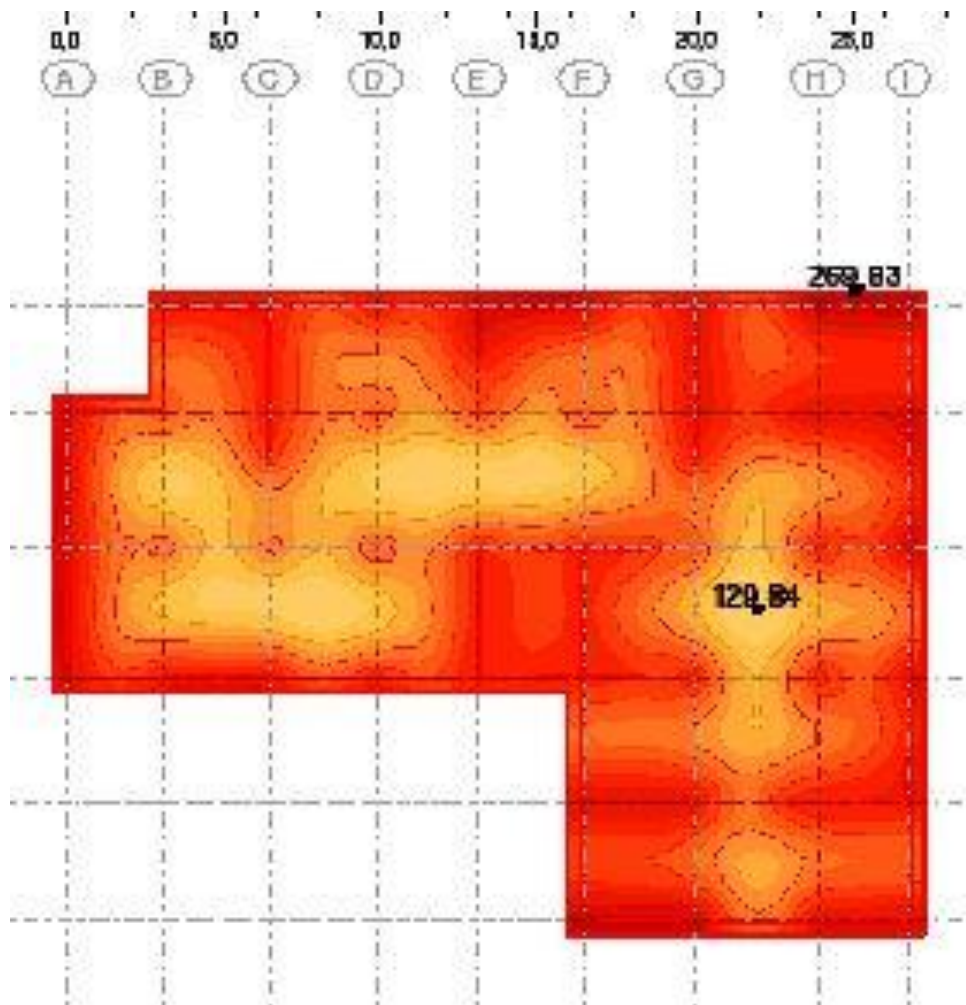


Fig VI-4- Diagramme de Distribution des contraintes a l'ELU

### VI.3.9. Vérification au poinçonnement :

La condition non poinçonnement est vérifiée si :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $P_u = 2433,29 \text{ kN}$ . ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ MPa}$$

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h) = 2 \times (0,55 + 0,8) + 2 \times (0,55 + 0,8) = 5,4 \text{ m}$$

$P_u$  : la charge a l'ELU

a ; b : dimensions du poteau

h : hauteur de la dalle du radier

$$P_u \leq 0.045 \times 5.4 \times 0.8 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 3240 \text{ kn}$$

$\Rightarrow P_u = 2433,29 \text{ kN} < P_u = 3240 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{C.V}$

**VI.3.10. Vérification au cisaillement :**

Poteaux du centre (0.55 m × 0.55 m)	
<b><math>P_u</math></b>	<b>2433,29 KN</b>
<b>a</b>	<b>0.55 m</b>
<b>b</b>	<b>0.55 m</b>
<b>h</b>	<b>0.8 m</b>
<b><math>U_c</math></b>	<b>5,4 m</b>
<b>Contrainte de cisaillement :</b> $\tau = \frac{P_u}{(h \times U)}$	<b>563,26 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Contrainte de cisaillement maximale :</b> $\tau_{max} = 0.045 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	<b>750 KN/m<sup>2</sup></b>
<b><math>\tau_{max} \geq \tau</math></b>	<b>V é r i f i e r</b>

**VI.4. Les différentes sollicitations :**

Après une modélisation du radier avec le logiciel ROBOT, "Elément plaque Sur sol élastique " on a obtenu les résultats suivants :

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

	<b>Combinaison</b>	<b>M<sub>11</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>12</sub> (KN.m)</b>
<b>En appuis</b>	<b>ELU</b>	<b>- 1948,48</b>	<b>- 1154,04</b>
	<b>ELS</b>	<b>- 1212,44</b>	<b>- 843,19</b>
<b>En travée</b>	<b>ELU</b>	<b>1369,39</b>	<b>1071,11</b>
	<b>ELS</b>	<b>1001.59</b>	<b>783,25</b>

Tableau VI.6: sollicitations du radier

## VI.5. Calcul de Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : «  $0,8 \times 1,00$  »m<sup>2</sup> et en deux directions, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

### 1) En travée :

#### a) ELU :

##### • Ferrailage suivant Lx :

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{11}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{1169,39.10^{-3}}{1.(0,72)^2.14,2} = 0,159 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,218$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,91.$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{b.d.\sigma_s} = \frac{11693,9}{0,91.0,72.348} = 51,29 \text{ cm}^2$$

on adopte : 12T25 ; A = 58,92cm<sup>2</sup>

##### • Ferrailage suivant Ly :

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{12}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{1071,11.10^{-3}}{1.(0,72)^2.14,2} = 0,146 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,198$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,92.$$

$$A_{st} = \frac{M_{12}}{b.d.\sigma_s} = \frac{10711,1}{0,92.0,72.348} = 46,47 \text{ cm}^2$$

on adopte : 10T25 ; A = 49,09cm<sup>2</sup>

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (8\text{cm}^2 ; 8,7 \text{ cm}^2) \dots\dots\dots \text{CV}$$



**b) ELS :**

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A'
  - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1369,39}{1001,59} = 1,367$

$$\frac{1,367 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,434 > \alpha = 0,198 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**2) En appuis :**

**a) ELU :**

- Ferrailage suivant Lx :

$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1948,48 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,72)^2 \cdot 14,2} = 0,27 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,4$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,84.$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1948,48}{0,84 \cdot 0,72 \cdot 348} = 92,58 \text{ cm}^2$$

on adopte : 20T25 ; A = 98,17cm<sup>2</sup>

- Ferrailage suivant Ly :

$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{12}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1154,04 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,72)^2 \cdot 14,2} = 0,157 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,215$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,91.$$

$$A_{st} = \frac{M_{12}}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1154,04}{0,91 \cdot 0,72 \cdot 348} = 50,61 \text{ cm}^2$$

on adopte : 12T25 ; A = 58,91cm<sup>2</sup>

V é r i f i c a t i o n d e c o n d i t i o n d e n o n f r a g i l i t é :

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max ( 8 \text{ cm}^2 ; 8,7 \text{ cm}^2 ) \dots\dots\dots \text{CV}$$

## b) ELS :

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A'
  - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1154,04}{843,19} = 1,368$$

$$\frac{1,367 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,434 > \alpha = 0,215 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### -Vérification de l'effort tranchant :

Pour des fissurations peu pr éjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (A.5.1.2.1.1 CBA 93)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = (2,25 ; 5) = 2,25 \text{ MPa Fissuration très nuisible}$$

$$T_u = \frac{N_u}{S_{\text{batiment}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} \times b = \frac{56413,58}{417,1474} \times \frac{4,25}{2} \times 1 = 287,38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{287,38 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72} = 0,399 \text{ MPa} < 2,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  Pas de risque de rupture par cisaillement.

### -Calcul de l'espacement : D'après le (BAEL91) :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(72; 40)$$

Alors on adopte un espacement de :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

## Conclusion

Après avoir fait toutes ces vérifications on récapitule que L'épaisseur du radier qu'on a choisi (0.8 m) est suffisant.

## VI.6. Calcul de Ferrailage de la nervure:

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en «T » dimensionnée dans la figure suivante :

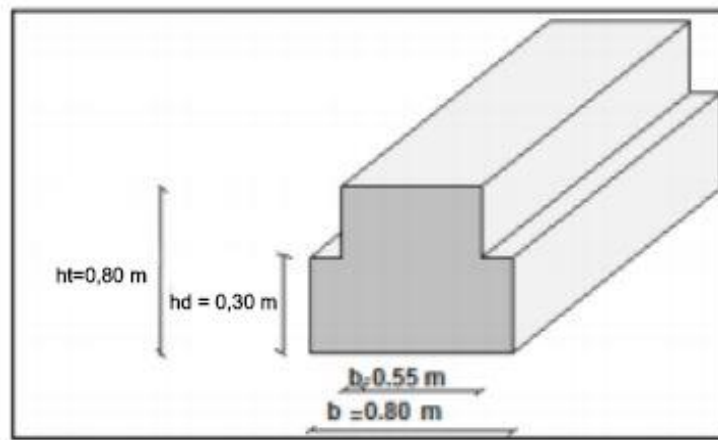


Figure VI.5: dimension de la nervure

### VI.6.1. Les différentes sollicitations :

Après une modélisation des nervures avec le logiciel ROBOT, on a obtenu les résultats suivants :

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
<b>En appuis</b>	<b>- 69,36</b>	<b>- 69,36</b>
	<b>- 50,62</b>	<b>- 50,62</b>
<b>En travée</b>	<b>87,02</b>	<b>87,02</b>
	<b>63,46</b>	<b>63,46</b>
<b>Tmax (KN.m)</b>	<b>520,30</b>	<b>379,96</b>

Tableau VI.7: sollicitations des nervures

#### • Ferrailage longitudinal :

##### 1) . Sollicitation à ELS :

###### a) En travée :

Le moment maximum en travée  $M_{tmax} = 87,02$  kn.m.

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

On a:  $b = 0,80$  m ;  $h_0 = 0,80$  m ;  $d = 0,9 h = 0,72$  m

$\sigma_{bc} = 14,17$  MPa.

$$\Rightarrow M_t = 0,80 \times 0,8 \times 14,17 \times (0,72 - 0,80/2) \times 10^3 = 2902 \text{ KN.m.}$$

$\Rightarrow M_t = 2902 \text{ KN.m} > M_{t\max} = 87,02 \text{ kn.m.}$  : l'axe neutre et dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section  $\acute{e}$ tait rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{87,02 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,8 \times 0,72^2} = 0,015 < \mu_L = 0,187$$

donc les armatures de compression ne sont pas n $\acute{e}$ cessaires.

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d^2} = \frac{870,2}{348 \times 0,99 \times 0,72^2} = 4,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : «Ast $\Rightarrow$  4T14 » de section 6,16 cm<sup>2</sup>/ml

- Condition de non fragilit $\acute{e}$ :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(5,8 \text{ cm}^2; 7 \text{ cm}^2) \dots\dots\dots \text{CV}$$

**b) En appuis :**

Le moment maximum en appuis  $M^a_{\max} = 69,36 \text{ kn.m.}$

$$M_a = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times (d - h_0/2)$$

On a:  $b = 0,80 \text{ m}$  ;  $h_0 = 0,80 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 h = 0,72 \text{ m}$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow M_a = 0,80 \times 0,8 \times 14,17 \times (0,72 - 0,80/2) \times 10^3 = 2902 \text{ KN.m.}$$

$\Rightarrow M_a = 2902 \text{ KN.m} > M_{t\max} = 69,36 \text{ kn.m.}$  : l'axe neutre et dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section  $\acute{e}$ tait rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{69,36 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,8 \times 0,72^2} = 0,012 < \mu_L = 0,187$$

donc les armatures de compression ne sont pas n $\acute{e}$ cessaires.

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{693,6}{348 \cdot 0,99 \cdot 0,72^2} = 3,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : «Ast ⇒ 4T14 » de section 6,16 cm<sup>2</sup>/ml

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(5,8 \text{ cm}^2; 7 \text{ cm}^2) \dots\dots\dots \text{CV}$$

**2) . Sollicitation à ELS :**

La fissuration étant peu nuisible ; il n'ya pas lieu de vérifier l'état de l'ouverture des fissures, la vérification se limite à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que ;  $\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}}$

- Fissurations peut préjudiciables
- Flexion simple
- Section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

FeE400

**a) En travée :**

$$M_u = 87,02 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 63,46 \text{ KN.m}$$

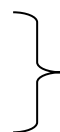
$$\gamma = \frac{87,02}{63,46} = 1,37$$

$\alpha = 0,019 < 1,37 \rightarrow$  condition vérifiée

**Conclusion :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Fissuration peu nuisible



Les armatures calculées à ELU seront maintenues. (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

## b) En Appuis :

- Fissurations peut préjudiciables
- Flexion simple
- Section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ - \text{Flexion simple} \\ - \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

FeE400

Moment en appuis :

$$- M_u = 69,36 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 50,62 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{69,36}{50,62} = 1,37$$

$$\alpha = 0,015 < 1,37 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## Conclusion :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Fissuration peu nuisible

Les armatures calculé à ELU seront  
maintenues. (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

Choix des armatures :

Donc; on adopte: 3T14 (A adopté = 4,62 cm<sup>2</sup>)

## Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{520,30 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,27} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = (2,50; 5) = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration très nuisible}$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

---

# Conclusion générale

## Conclusion générale

---

*Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.*

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre

Les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

*Dans la conception de ce projet on 'a utiliser les logiciels ROBOT STRURAL ANALYSIS , AUTOCAD,...etc, Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée*

*L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.*

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

# BIBLIOGRAPHIQUES



## Les livres:

- 📖 *Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI- \*office des publications universitaires 1991;*
- 📖 *Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN- \*EYROLLES 1992\*;*
- 📖 *Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX- \*3<sup>eme</sup> édition 99\*;*
- 📖 *D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;*
- 📖 *Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99***
- 📖 *D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;*
- 📖 *Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93.***
- 📖 *Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études ;*

## Les mémoires de fin d'étude :

- 📖 *Etude d'une tour (R+10) en béton a usage d'habitation Mostaganem 2019.*
- 📖 *Etude d'une tour (R+9) en béton à usage d'habitation, Mostaganem 2020.*
- 📖 *Etude d'une tour (R+10) en béton à usage multiple, bejaia 2015.*

## Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD
- Logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS
- Logiciel EXCEL