



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE BLIDA 1
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de master

Option :

Thème :

ETUDE D'UN CENTRE COMMERCIAL
EN R+8 + SOUS SOL

Présenté par :

Mr DJAZOULI Youcef Mehdi
Mr SALAH Redhouane

Encadré par :

Mr FERDJANI Omar

Membres du Jury

Mr. SLITAN

Université Blida 1

Président

Mr. DERBALA

Université Blida 1

Examineur

Mr. FERDJANI. O

Université Blida 1

Promoteur

Septembre 2021

Sommaire

I. CHAPITRE I:PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
I.1 Introduction	1
I.1Présentation de l'ouvrage :	1
I.2. Le Choix d'une structure	1
I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment	1
I.4. Caractéristiques géotechnique du sol.....	4
I.5. Les éléments de la Construction	4
II CHAPITRE II :PLANCHER CAISSON.....	14
II.1 Introduction :	
II.2. Définition:	14
II.3. Les critères de conception de base.....	18
II.3.1. Portées et la distribution des piliers	18
II.3.2.Entraxe et la direction des nervures:	19
II.3.3. Géométrie des nervures:.....	21
II.3.4. Zones pleine:	22
II.3.5. La couche de compression :	24
II.3.6. Poutres de rives de pointe creuses.....	25
II.3.7. Les dimensions de planchers sans poutres	26
II.4. Réalisation et montage du plancher:	27
II.4.1. Les caissons	27
II.4.2. Elément de support	28
II.4.3. Récapitulatif	30
III Chapitre III :DECENTE DE CHARGE ET PRE DIMMENSIONEMET ..	
III. Introduction :	36
III.1. Pré dimensionnement des planchers :	36
III.2.Pré dimensionnement des poutres	36
III.3. Pré dimensionnement des poteaux.....	40
III.3.1. Principe	40
III.3.2.Calcul des sections des poteaux :	40
III.3.3.pré dimensionnement des panneaux	46

IV Chapitre IV:ELEMENT SECONDAIRE	
IV. Introduction	49
IV.1.L'acrotère	49
IV.1.2. Ferrailage de l'acrotère.....	51
IV.2. Escalier	59
IV.2.1. Introduction	59
IV.2.2. Définitions des éléments d'un escalier	59
IV.2.3.Escalier sous-sol.	59
IV.2.3.1Prédimensionnement des escaliers :	59
IV.2.3.2. Evaluation des charges	61
IV.2.3.3.Calcul des efforts internes.	63
IV.3.4. Calcul ferrailage Des Armatures:.....	65
IV.3.3.5. Vérification.....	66
IV.2.4.	67
IV.2.4.1Prédimensionnement des escaliers :	67
IV.2.4.2. Evaluation des charges :	69
IV.2.4.3.Calcul des efforts internes.	70
IV.2.4.4. Calcul ferrailage Des Armatures:.....	73
IV.2.4.5. Vérification:.....	74
IV.2.5. Les escalier 1 ^{er} =>8 ^{ème}	75
IV.2.5.1Prédimensionnement des escaliers :	75
IV.2.5.3.Calcul des efforts internes.	77
IV.2.5.4. Calcul ferrailage Des Armatures:.....	80
IV.2.5.5. Vérification:.....	81
V. Chapitre V :ETUDE DYNAMIQUE	
V.1. INTRODUCTION :.....	83
V.2. ÉTUDE DYNAMIQUE :	83
V.2.1. CARACTERISTIQUE DYNAMIQUES PROPRES :	83
V.3. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE:.....	85
V.3.1. MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ:	85
V.3.2. MODÉLISATION DE LA MASSE:.....	86
V.4. ETUDE SISMIQUE :	86

V4.1. INTRODUCTION :	86
V.4.2. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL :	86
V.4.3. SPECTRE DE RÉPONSE :	87
V.4.4. RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL	88
V.4.5. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE PAR LA MÉTHODE STATIQUE ÉQUIVALENTE :	88
V.5. RÉSULTATS DE L'ANALYSES DYNAMIQUE :	90
V.5.1. CARACTÉRISTIQUE DYNAMIQUE PROPRES DU MODÈLE INITIAL:	90
V.5.1.1. Période et participation massique du modèle initial :	91
V.5.1.2. Résultantes des forces sismiques	92
V.5.2 Période et participation massique du modèle final :	94
V.5.3 Résultantes des forces sismiques :	95
V.5.4. Vérification de l'effort normal réduit :	95
CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENT RESISTANT	83
VI.1 Introduction :	99
VI.2 Ferrailage de poteau plus sollicité :	99
VI.2.1 Introduction :	99
VI.3 Ferrailage des poutres périphérique :	113
VI.3. Ferrailage des voiles :	121
VI.3.1. Introduction :	121
VI.3.2 Les combinaisons d'action :	122
VI.3.3 Recommandations de RPA :	122
VI.3.4 exposé de la méthode :	123
VI.4. FERRAILLAGE DES NERVURES	131
V.4.1. Calcul du Ferrailage.....	132
CHAPITRE VII :FONDATION	99
VII.1. Introduction :	138
VII.2. Fonctions assurée par les fondations.....	138
VII.3. Classification des fondations	138
VII.4. Choix de type de fondation	139
VII.5. Calcul des fondations	139
VII.6 . Choix de type de semelle	139
VII.7. Voile périphérique :	159

Liste des tableaux :

Tableau : calcul du poteau .	44
Tableau IV.1: Poids propre du palier de repose de l'escalier	61
Tableau IV.2 : Poids propre du Paillasse	62
Tableaux IV.3 Tableaux de pré dimensionnement	63
Tableau IV.4 : Charge à l'ELU et l'ELS	63
Tableaux IV.5 : Ferrailage de l'escalier.	65
Tableau IV.6 : Poids propre du palier de repose de l'escalier	69
Tableau IV.7 : Poids propre du Paillasse	70
Tableaux IV.8 Tableaux de pré dimensionnement.	71
Tableau IV.9 : Charge à l'ELU et l'ELS	71
Tableau IV.10 : Ferrailage de l'escalier	73
Tableau IV.11 : Poids propre du palier de repose de l'escalier	76
Tableau IV.12 : Poids propre du Paillasse	77
Tableaux IV.13 Tableaux de pré dimensionnement.	78
Tableau IV.14 : Charge à l'ELU et l'ELS	78
Tableau IV.15: Ferrailage de l'escalier	80
Tableaux V.1 : Facteur de qualité.	88
Tableau. V.2:Période et participation massique du modèle initial.	91
Tableau V.3 : Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.	92
Tableau V.4 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final.	96
Tableau V-5Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.	97
Tableau V-6Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.	97
Tableau VI.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.	99
Tableau VI.2 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr}).	101
Tableau VI.3 : Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{corr} , N^{\min}).	101
Tableau VI.4 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{corr} , M^{\max}).	102
Tableau VI.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).	102
Tableau VI.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{corr} , M^{\max}).	102
Tableau VI.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).	103
Tableau VI.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).	103
Tableau VI.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).	103

Tableau VI.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{corr} , M^{max}).	104
Tableau VI.11 : Choix des armatures des poteaux.	104
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{corr} , N^{Max}).....	105
Tableaux VI.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{min} , M^{corr}).....	105
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{corr} , M^{max}).....	106
Tableau VI.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux....	108
Tableau VI.16 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux	110
Tableau VI.17: Choix des armatures transversales pour les poteaux.	110
Tableau VI.18: Ferrailage des poutres 80X40.....	114
Tableau VI.19: Ferrailage des poutres 80X40.....	114
Tableau VI.20 : Ferrailage des poutres porteuses 80X40.....	115
Tableau VI.21 : Choix des armatures pour les poutres 80X40.....	115
Tableau VI.22: Vérification de la condition de non fragilité.	115
Tableau VI.23: Vérification des poutres (80X40) à l'ELS.....	116
Tableau VI.24: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	117
Tableau VI.25: calcul des armatures transversales.....	117
Tableau VI.26: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	119
Tableau. VI.27. Calcul des armatures vertical V1.....	125
Tableau. VI.28. Calcul des armatures vertical V4.....	126
Tableau. VI.29. Calcul des armatures vertical V2.....	127
Tableau. VI.30. Calcul des armatures vertical V3.....	128
Tableau. VI.31. Calcul des armatures horizontales	129
Tableaux VI.32 Ferrailage des Nervures.....	132
Tableau VI.33 Choix des Armatures pour les Nervures.....	133
Tableau VI.34 Vérification de la Condition de non fragilité.....	133
Tableau VI.35 Vérification des nervures a l'ELS	134
Tableau VI.36 Vérification de la Contrainte de Cisaillement.	134
Tableau VI.37 Calcul des Armatures Transversales.	135
Tableau VI.38 Vérification des Nervures vis-à-vis	135

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.....	141
Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU	148
Tableau VII.3: Contraintes sous le radier à l'ELS	149
Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier	152
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes.	153
Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures (sens porteur).....	155
Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	155
Tableau VI.8 : Vérification de la condition non fragilité	155
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS	156
Tableau VI.10 : Choix des armatures transversale	157
Tableau VII.15 : Ferrailage du voile périphérique	162
Tableau VII .16 : Vérification des contraintes.	164

Liste des figures :

Figure I.1 : façade principale.....	2
Figure I.2 : façade secondaire.....	3
FIGURE II .1	14
FIGURE II.2	15
FIGURE II.3	16
FIGURE II.4	16
FIGURE II.5	17
FIGURE II.6	17
FIGURE II.7: DISPOSITION THEORIQUE ER IDEAL	19
FIGURE II.8 : largeur effective des ailes des nervures dans le plancher nervurée .	20
FIGURE II.9 : modulation des nervures dans les installation ravin	20
FIGURE II.10 : orientation possible des nerfs pour la même situation des piliers .	21
FIGURE II.11 : les nervures élargies éliminent des bloc d'allégement pour des problèmes d'effort tranchant.....	22
FIGURE II.12	22
FIGURE II.12 : taille minimale recommandée pour la zone pleine	23
FIGURE II.13 : critère pour la conception des zones pleines a effectuer	24
FIGURE II.14 : épaisseur minimale de la couche de compression pour plancher caisson récupérables, avant le début des EHE.....	24
FIGURE II.15:sommaire des cotes minimum des planchers reticulaires proposes par les hauteurs et les codes applicables en Espagne	27
Figure III.1 Note RPA de reduction de charge 'exploitation.....	36
Figure III.2 : coupe d'un plancher caisson.	37
Figure III.4 Catalogue de pré dimensionnement skydome	38
Conclusion	45
Figure III.5 panneaux de dalle du poteau	47
Figure III.6 loi de pré dimensionnement panneaux du poteau	47
Figure IV.1.L'acrotère	49
Fig IV.3 Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	51
Figure. IV.4 : Dimensions de l'escalier.....	59
Figure. IV.5 : Schéma statique de l'escalier (2 ^{ème} volée).....	60

Figure IV .5 : Schéma statique	62
Tableau IV.4 : Charge à l'ELU et l'ELS	63
Figure IV.6 : Schéma statique.....	63
Figure IV.9 : Diagrammes des efforts tranchant d'escalier.....	65
Figure. IV.10 : Schéma statique de l'escalier (2 ^{ème} volée).....	68
Figure IV.11 : Schéma statique.	70
Tableaux IV.8 Tableaux de pré dimensionnement.	71
Tableau IV.9 : Charge à l'ELU et l'ELS	71
Figure IV.12 : Schéma statique.	71
Figure IV.13 : Schéma statique	71
Figure IV.14 : Diagrammes des moments fléchissant d'escalier.	72
Figure IV.15 : Diagrammes des efforts tranchant d'escalier.....	72
Figure. IV.16 : Schéma statique de l'escalier (2 ^{ème} volée).....	75
Figure IV.18 : Schéma statique.	78
Figure IV.19 : Schéma statique.	78
Figure IV.20: Diagrammes des moments fléchissant d'escalier.	79
Figure IV.21 : Diagrammes des efforts tranchant d'escalier	80
FIGURE V.1 : MODEL INITIAL.....	90
Figure V.2: Modèle FINAL.....	94
Figure VI.3 :shéma du ferrailage de la poutre	120
Figure VI.4 : plan de disposition des voils	121
Figure VI-5 Dimensions de la Poutre en Té (type 01).	131
Figure VI-6 :modélisation plancher caisson.	131
Figure VI-7 Schéma de Ferrailage des Nervures appuis, travée.	136
Figure VII.1.: Dimensions de la semelle isolée.....	140
Figure VII.2 : Schéma semelle filantes.....	141
Figure VII.3 : Schéma d'Un radier	142
Figure VI.4 : Contraintes sous le radier.....	148
Figure VII.5. : Panneau de la dalle du radier.....	150
Figure VII.6 : Schéma de ferrailage de radier	154
Figure VII.7 schéma de ferrailage des nervures Y-Y	157
Figure VII.8 schéma de ferrailage des nervures x-x.....	158
Figure VII.9: Evaluation des charges	159

Figure VII.10. Ferrailage du voile périphérique sens x-x.....	164
Figure VII.11. Ferrailage du voile périphérique sens Y-Y	165

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I. Introduction :

I.1Présentation de l'ouvrage :

Le Béton Armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions .il est le plus répandu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A

Il constitue une branche de G.C qui a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

On a étudié un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+8+sous-sols) Contreventé par voile, implanté à Blida Wilaya de Blida.

Selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 modifié en 2003**) [2] cet ouvrage est classé selon sa destination ; situé en zone de moyenne sismicité (III) dans le groupe d'usage 1B .

I.2 Le Choix d'une structure :

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause du développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Notre projet a une forme rectangulaire, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

Hauteur d'étage courant : h_{ec}

Hauteur de RDC : h_{rdc} Hauteur de sous-sol 1 : h_s

Hauteur totale de bâtiment : H

Largeur du bâtiment : B Longueur du bâtiment : L

$h_{ec}(m)$	$h_{rdc}(m)$	$H_s(m)$	$H(m)$	$B(m)$	$L(m)$
3.74	4.5	3.06	34.6	22.37	37.75



Figure I.1 : façade principale.



Figure I.2 : façade secondaire.

I.4 Caractéristiques géotechnique du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 3$ bars pour un ancrage $D = 3.74m$
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,8 t / m^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\phi = 28^\circ$
- La cohésion $C = 10KPA$

I.5 Les éléments de la Construction :

Les principaux éléments de la construction comprennent sont :

- Les fondations, qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.
- La structure ou ossature, qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.
- Les murs porteurs qui peuvent être intégrés à la structure, Ainsi que les poteaux, les poutres et les planchers qui définissent l'ossature.
- Les cloisons intérieures ou murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à la structure.
- Les systèmes de circulation verticale : ascenseurs, escaliers.

I. 6 Les charges:

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble .les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

I.7 .Conception de la structure:

a) Planchers :

Nous avons utilisé un type de plancher ; plancher caisson pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

b) Contreventement :

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des voiles dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

c) Escaliers :

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre Les étages. Ils sont construits en B.A.

d) Maçonnerie :

Elles se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (20 x 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

e) Revêtement :

- Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

f) Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels .Le système de fondation doit être homogène.

g) Type de coffrage utilisé :

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

I.8.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.8.1.BETON

a). Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau.

La composition courante de 1 m^3 cube de béton est :

350 kg de ciment CPA 325

400 L de sable $D_g \leq 5mm$

800 L de gravillons $5mm \leq D_g \leq 25mm$

175 L d'eau de gâchage

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

b. Résistance du béton :

b.1. Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, généralement à 28 jours.

Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm^2 de section et de 32 cm de hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{c_j} = 0,685 f_{c_{28}} \log(j + 1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{c_j} = f_{c_{28}}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{c_j} = 1,1 f_{c_{28}}$$

Pour notre étude on a : $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$

b.2. Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer : Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.

Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (MPa)$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa, on trouve } f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

c.2. Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

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

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

E.L.U :

$\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)

E.L.S :

$\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

e. Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

f. Les contraintes limites de calcul :

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires.... $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MP}$

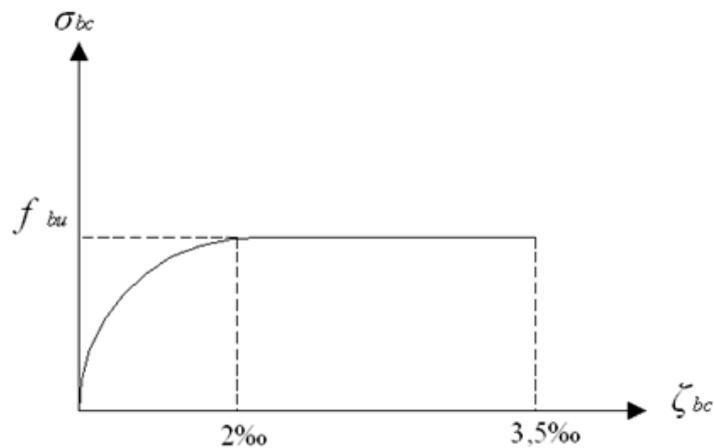


Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton

L'état limite de service d'ouverture des fissures.

L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{on trouve : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

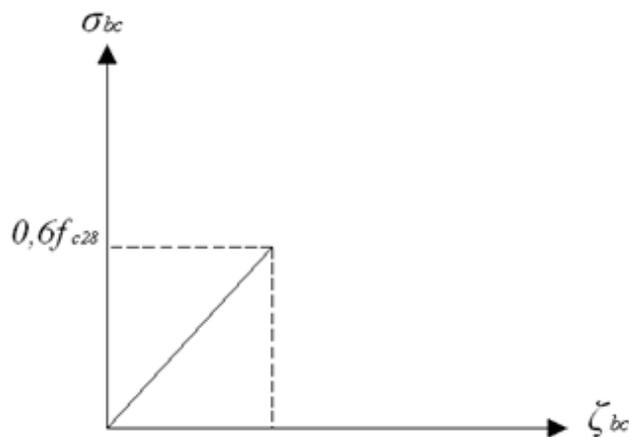


Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

I.8.2. ACIERS

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (\emptyset) : FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE50
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\emptyset = 6$ mm pour les dalles.

a. Les limites élastiques :

Les ronds lisses (R.L): FeE24 ($f_e = 235$ MPa)

Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 500$ MPa.

b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

c. Les contraintes limites de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

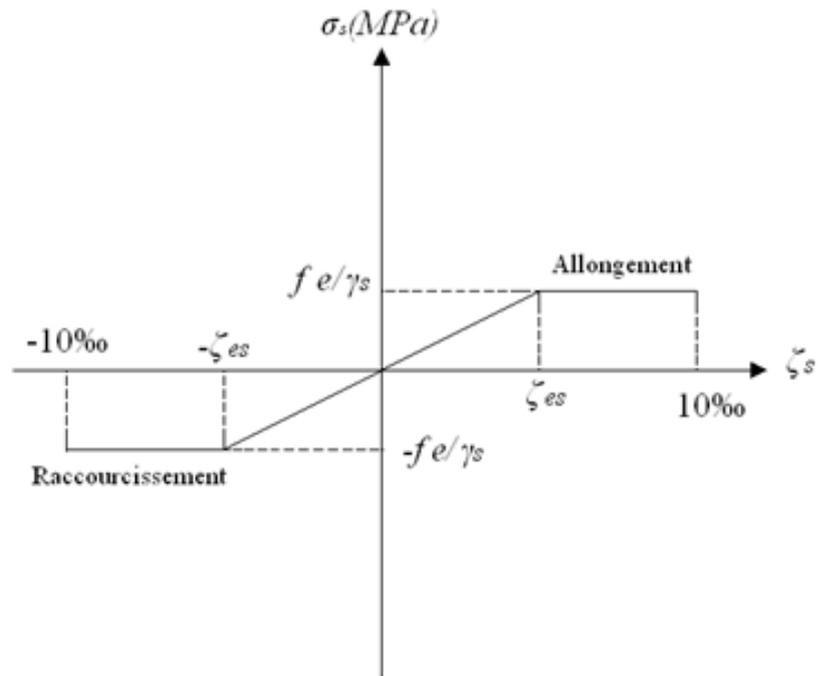


Figure I.5. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

ζ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE400 on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,74 \text{ ‰}$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right) \quad (MPa)$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \eta \right) \quad (MPa)$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de :

$$\frac{E_s}{E_b} = 15$$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton

I.9. HYPOTHESES DE CALCUL

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.

Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple

L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Est égale a :

◆ Rond lisse

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

◆ Haute adhérence

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

Allongement de rupture : $\zeta_s = 10 \%$..

CHAPITRE II :

Plancher caisson

II.1. Introduction :

Des systèmes structuraux de plancher farts de béton arme sont exigés pour transmettre efficacement les charges de plancher aux systèmes verticaux par capacité de résistance de cisaillement, de recourbement et torsion.

En plus de ces conditions de force, ils sont exigés pour répondre aux critères de déformation également, en termes de largeur de débattement et de fente. Ceci nécessite dans l'étude du rôle de divers éléments structuraux particulièrement fournis pour répondre à un ou plusieurs des besoins dans le domaine de la force ou de la déformation.

En cas de plans d'étage moyens (d'envergure 6 à 12 m), les éléments structuraux jouant des rôles particuliers sont :

- a. Piliers et panneau de base dans le système plat de plancher réticulé (le schéma de la figure 1 b)
- b. Rigidité de nervure, espacement de nervure et poutres de bande dans le système de plancher caisson (le schéma de la figure 2)
- c. Forme et taille de colonne de soutien
- d. Rigidité relative du système horizontal par rapport à celle du système vertical
- e. Connectivité du système horizontal avec les systèmes verticaux

II.2. Définition:

Les planchers réticulaires appartiennent à la famille des dalles en béton renforcé, non homogène, allégés et armés dans le sens bidirectionnel orthogonal formant ainsi une plaque de nervure Dans le plancher réticule, on observe autour des appuis (piliers) une absence des blocs d'allègements (caisson), on retrouve donc en ces endroits un plancher sans nervures et sans blocs allégés, rendue pleine comme le montre le schéma de la figure la figure 1.a

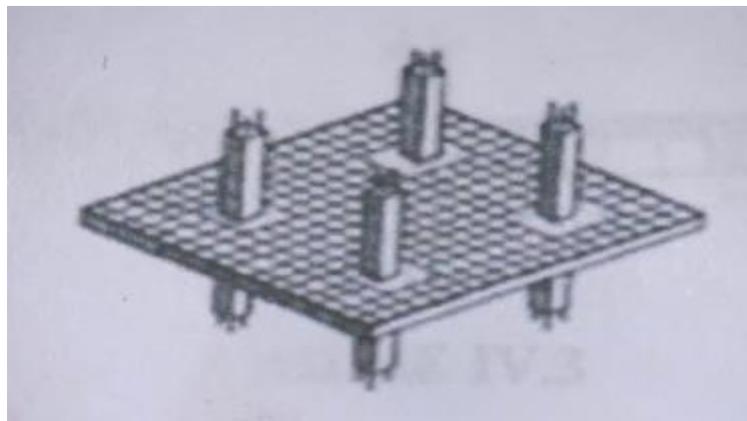


FIGURE II .1

Les blocs d'allégement, communément appelé « caisson » peuvent être récupérables ou perdus, il a eu sa genèse dans un plancher plutôt épais duquel la couche de béton inférieur dont la tension est partiellement remplacée par leurs nervures le long des directions orthogonales. Les nervures sont renforcées avec l'acier pour résister à des contraintes de flexion. Les dimensions et l'espacement des nervures sont décidés en quelque sorte afin de réaliser la meilleure répartition des charges sans exiger le renfort de cisaillement.

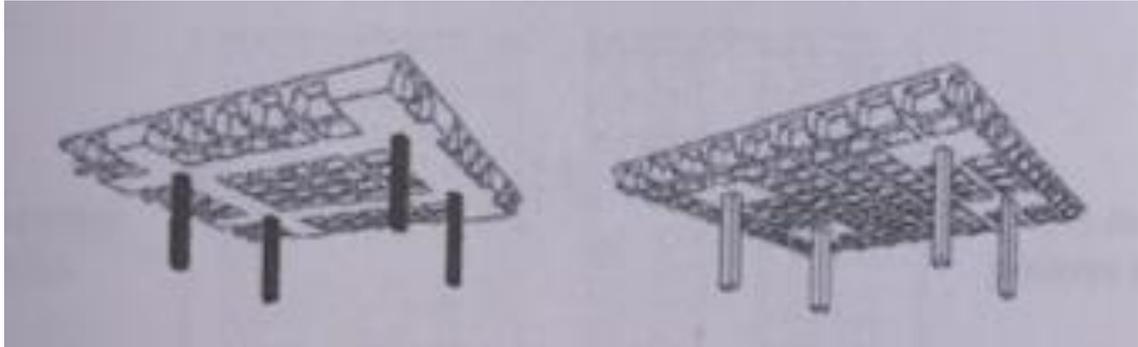


FIGURE II.2

La structure formée ainsi, admet que les flexions des planchers peuvent être décomposées et analysées de telles sortes à ce qu'elles apaisent le trafic bidirectionnel des armatures.

La forme structurale de ce plancher réticulé permet de soutenir convenablement sur un espace plus grand les actions verticales distribuées et précisées.

Les planchers réticulés sont conçus à l'heure actuelle de telle sorte que n'apparaissent pas des poutres dans sa configuration, et par conséquent, le fait appartenir au groupe des planchers dalles.

Les poutres qui ont pour habitude dans un plancher classique (plancher à corps creux, nervuré...), le rôle d'élément porteur, rôle qui sera dans ce type de plancher pris en charge par (les grillages de nervures).

Les paramètres de base auxquels les planchers réticulés se définissent sont les suivants :

- Hauteur totale de la plaque ou plancher (H).
- Taille du bloc d'allégement (caisson) ou hauteur intérieur (h).
- Espacement entre axes des nervures (e).
- Epaisseur de base des nervures (b) bien que dans les planchers réticulés récupérables ait des nervures d'épaisseur variable.
- Epaisseur de la couche de compression (c).

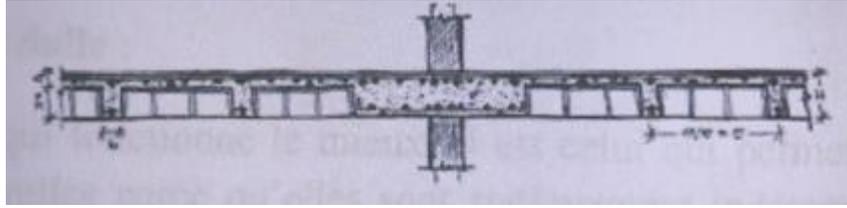


FIGURE II.3

Les planchers réticulés, comme les planchers unidirectionnels ont une nomenclature spécifique mentionnant la taille des blocs d'allégement (coffrage), la couche de compression et le type d'allègement prévu perdu ou récupérable, sachant que conventionnellement les entres axes utilisés sont de 80x80 cm. Le nom du plancher réticulé sera donné par :

Nom du P.R= (h+c) en cm+ type de blocs d'allégement (e/e-80x80).

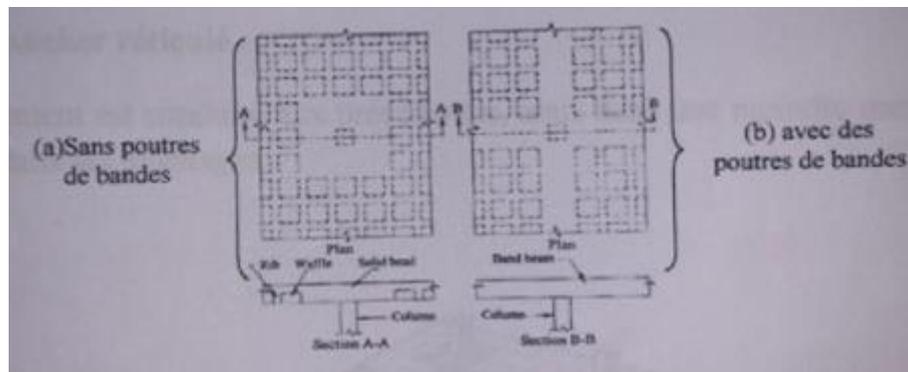


FIGURE II.4

Les (planchers grillages) ne sont rien d'autre qu'un cas particulier de plancher dalles ou plaques, étant donne la forme du bloc solide formant ainsi le point commun de cette famille.

Alors, comment faire face à leur conception, leur calcul et leur construction

La plus grande différence qui peut exister entre le plancher grillage et celui en plaques sont les suivantes :

- Plancher dalle : il a un comportement multidirectionnel.
- Plancher réticulée il a un comportement bidirectionnel.

Cette différence signifie que la manière dont les charges se transmettent dans le cas de la dalle est plus directe et donc mieux.

En outre, pour ainsi dire la dalle pleine est plus hyperstatique à la plaque réticulée, car il a un nombre infini de nervures.

Nous pouvons voir pour les deux types de base de plancher afin de distinguer leur efficacité (plus court chemin des charges) et de la sécurité (degré de statiquement indéterminée).

a- Plancher dalle:

Est la solution qui fonctionne le mieux. Il est celui qui permet d'absorber sur le plan d'irrégularités structurelles parce qu'elles sont statiquement indéterminées. Il comprend les piliers. Il permet à la fois pour les dessins ou modèles sur le reste des types le plancher qui ne peuvent être supportés de manière adéquate.

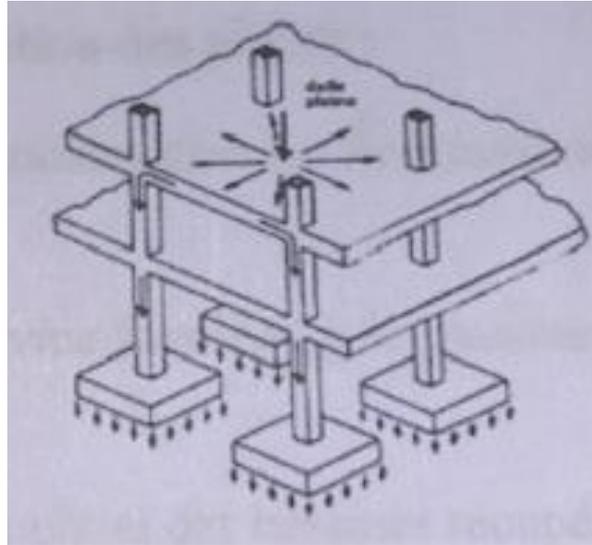


FIGURE II.5

b- Plancher réticulé :

Son fonctionnement est similaire aux précédentes, mais dans une moindre mesure, il en va de même limiter dans ses avantages

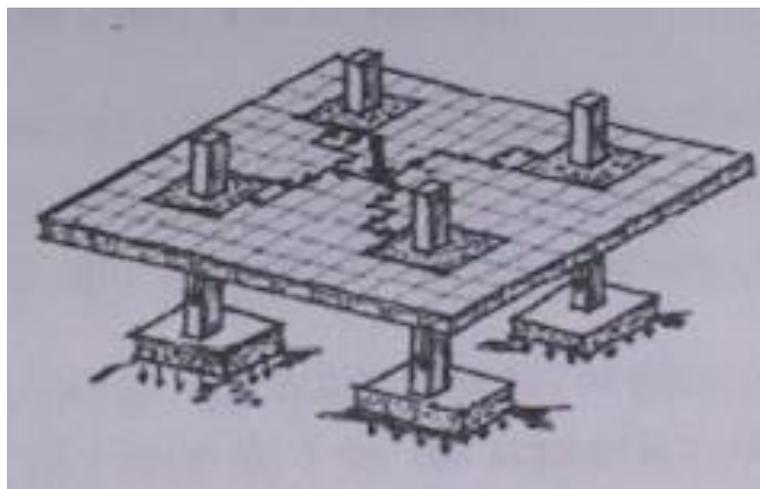


FIGURE II.6

Tableau. II.1: Différents planchers et leurs compositions

Typologie générale des plancher sans poutres	Plancher dalle	Armé	
		Poste tendue	
	Plancher réticulaire	P.R avec caissons allégement perdu	Céramique
			Béton
			Béton léger
		P.R avec caissons récupérables	Armées
			Poste tendue
		P.R avec des caissons d'alléger spéciale de polystyrène	Polystyrène
			Métalliques
Plastiques			
Fibres			
		Etc.	

II.3. Les critères de conception de base :

II.3.1. Portées et la distribution des piliers :

Les portées qui peuvent être traitées dans les structures avec des planchers réticulaires ont un très large éventail. La valeur de surcharge du service fourni pour le plancher caisson est une condition décisive portée des projets.

Par exemple, un plancher réticulaire des bassines récupérables de 40+5 cm de béton armé, qui permet des portées autour de 11+1 mètre à une surcharge d'utilisation entre 300 et 400 KN/m² réduit son champ d'application des planchers autour de 8 mètre si la surcharge de service s'élève à 1000 KN/m².

Les caissons d'allégement récupérables sont disponibles avec des hauteurs de 20, 25, 30, 35 et 40 cm pour les E/E de 80cm, avec des couches de la table de compression de 5 à 10 cm, la gamme des caissons que nous pouvons couvrir en béton armé sans dépasser les surcharges de service de 500 KN/m² peut varier entre 5 et 12 mètres.

Toutefois, sans faire appel à des cas extrêmes, les planchers caisson oscillent autour de 6 + 1 m au-delà, peuvent commencer une complication constructive causée par des déformations incompatibles avec les éléments qui sont pris en charge par les planchers réticulés.

Distribution des piliers la plus correct qui est de former le plus possible un maillage carré, avec les caissons qui différent de moins de 1 m. les supports (poteau) devraient de trouvée

retranchés par rapport aux bords de l'ordre d'1 mètre ou moins, et de 5 mètres à 6 mètre entre eux dans le plancher caisson pourraient être l'idéal.

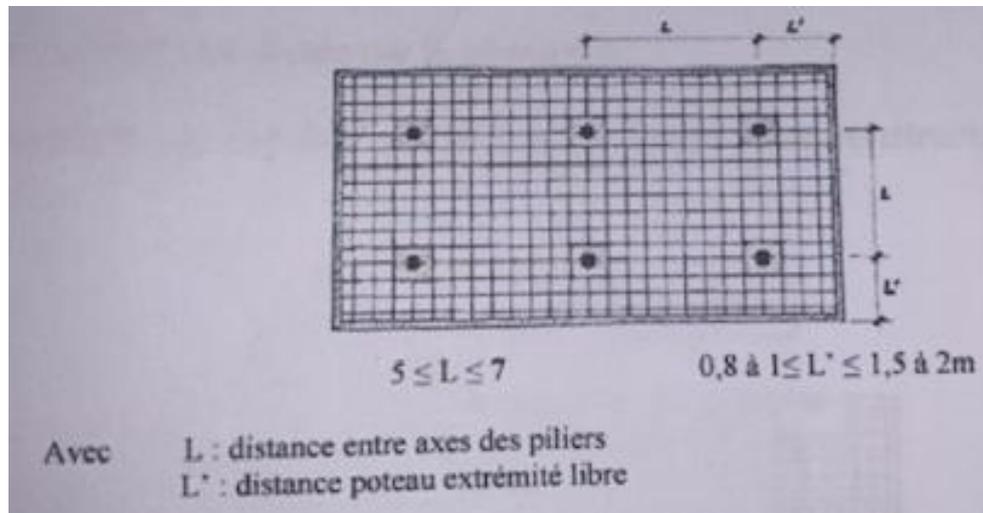


FIGURE II.7: DISPOSITION THEORIQUE ET IDEAL DES PILIERS DANS UN PLANCHER RETICULAIRE

II.3.2. Entraxe et la direction des nervures:

Afin de ne pas forcer la couche de compression transférer les charges qui sont reçu par les nervures qui font partie du plancher, la configuration structurées en « T », la plupart des normes fixent une limite sur la séparation des nervures.

Le EHE fixe cette valeur maximale de 1 m, tandis que l'Euro code 2 permet jusqu'à 1,5 m l'entraxe la plus répandu commercialement est de 80 cm dans les deux sens.

En outre, si l'on tient compte des critères d'exploiter efficacement les ailes du « T » qui composent les nervures dans le plancher à la flexion positif, nous devons répondre aux spécifications de l'Euro code 2 et le EHE, tel que décrit dans la fig. 2.3

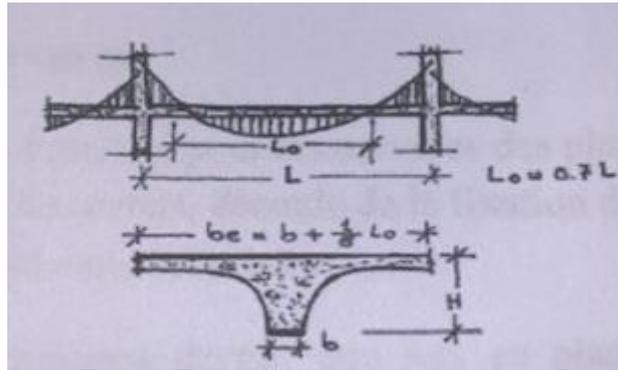


FIGURE II.8 : largeur effective des ailes des nervures dans le plancher nervurée

E/E de 80 cm pour les longueurs entre piliers autour de 5 m, réduire la limite de séparation maximale entre les nervures de tel sorte à rendre efficace la totalité de la largeur des ailes. Les entraxes en dessous de 80 cm entraînent une hausse des poids des planchers en eux-mêmes, et au-dessus de cette valeur, la mécanique va forcer le fonctionnement de la plaque et pousser le travail maximum des nervures, c'est-à-dire à la fois la flexion et la torsion, ce qui oblige de mettre des couches de compression de plus de 5 cm.

L'orientation des nervures est dictée par la géométrie.

Cet étage de l'immeuble et doit être fait afin de le rendre aussi constructive que possible et structurel.

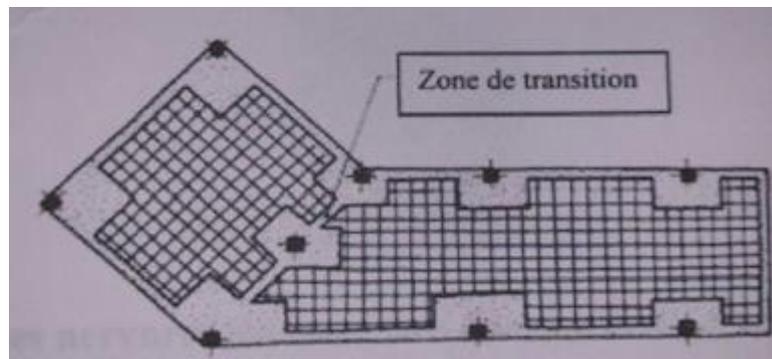


FIGURE II.9 : modulation des nervures dans les installation ravin

Il est possible que des orientations différentes des nervures induisent de graves erreurs de jugement dans les longueurs entre piliers lorsque vous regardez le projet sans ces mécanismes plaques résistantes. L'exemple donné dans la fig. 2.5 clarifie les mots mieux que ce que nous essayons de dire :

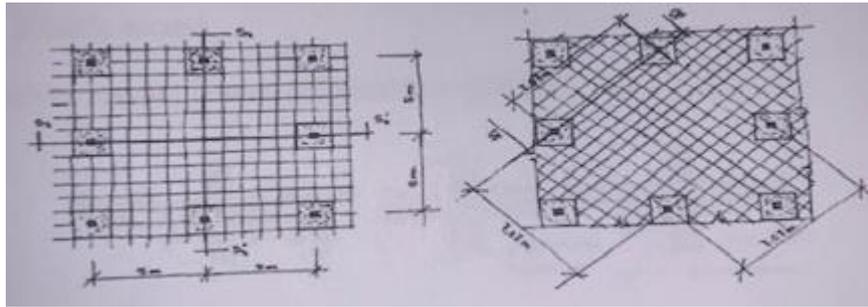


FIGURE II.10 : orientation possible des nerfs pour la même situation des piliers

II.3.3. Géométrie des nervures:

Le EHE ne précise pas la géométrie pour les nervures des planchers grillage, à l'exception de la hauteur de celles-ci, indirectement, découle de la fixation du minimum des bords des plaques en fonction de la trame entre les piliers.

En général, la largeur des nervures devrait être mis en place de tel sorte à résister aux sollicitations exercées sur celles-ci, sans nécessairement avoir à renforcer leur armatures sous la forme d'étriers ou de barres obliques à 45 degrés. Les étriers, sont entre autres inconvénients, de part difficulté à les placer, donc en cas où on doit les avoir leurs occupe se fera avec des barres obliques à 45 degrés.

Le volume le plus important des planchers réticulés qui sont prévus dans les différents pays sont construits avec des nervures de largeur ≥ 10 cm de coupe sans les étriers, en montrant une bonne performance à la flexion et l'effort tranchant dans les bâtiments à usage résidentiel. Lorsque le plancher caisson doit supporter de très fortes charges : jardinage, matériaux stockable, une circulation dense, etc., il doit résoudre l'élargissement des nervures dans les zones proches des zones pleines, si pour la simplicité et l'économie constructif que l'on veut renoncer à l'armature de coupe.

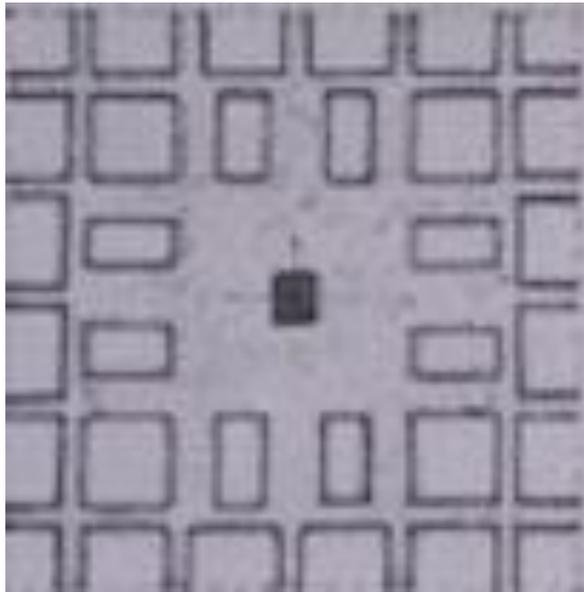


FIGURE II.11 : les nervures élargies éliminent des bloc d'allègement pour des problèmes d'effort tranchant

II.3.4. Zones pleines:

Ils ont pour mission de canaliser principalement les charges que supportent les nervures aux piliers et résister à l'effet de poinçonnement qui se produit autour d'eux.

A l'heure actuel, il existe presque toujours intégré dans l'épaisseur du plancher caisson, sans sa présence, à faible accusé.

Les zones pleines suivant le sens des planchers grillages.

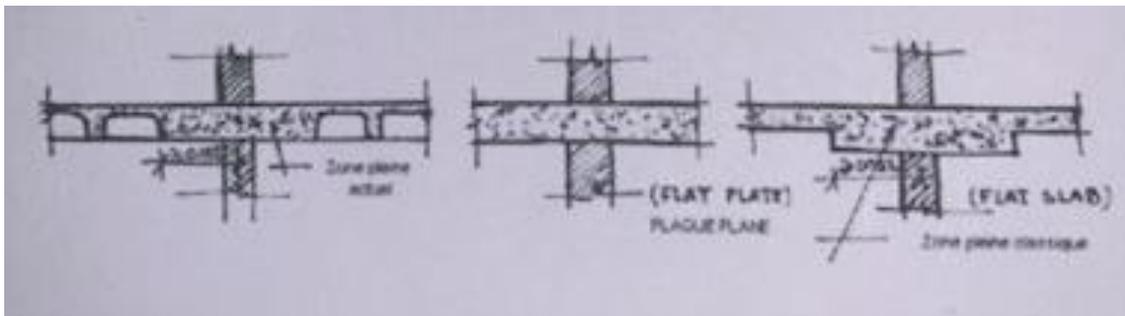


FIGURE II.12

La taille des panneaux massifs en béton ou zones pleines prévues dans les manuels et les normes, vise à renforcer les points de la dalle de moments nols, c'est-à-dire qu'il resiste aux flexions négatives et positifs auxquels la dalle fait face, et c'est pourquoi,

ils ont tendance à fixer la distance entre l'axe de soutien au bord de zones pleines en une valeur minimum de 0.15 de la longueur de trame considérée (L , ou L_a).

Vous pouvez également utiliser la valeur $1/6$ de la trame ($0,17 L$) pour fixer la zone pleine.

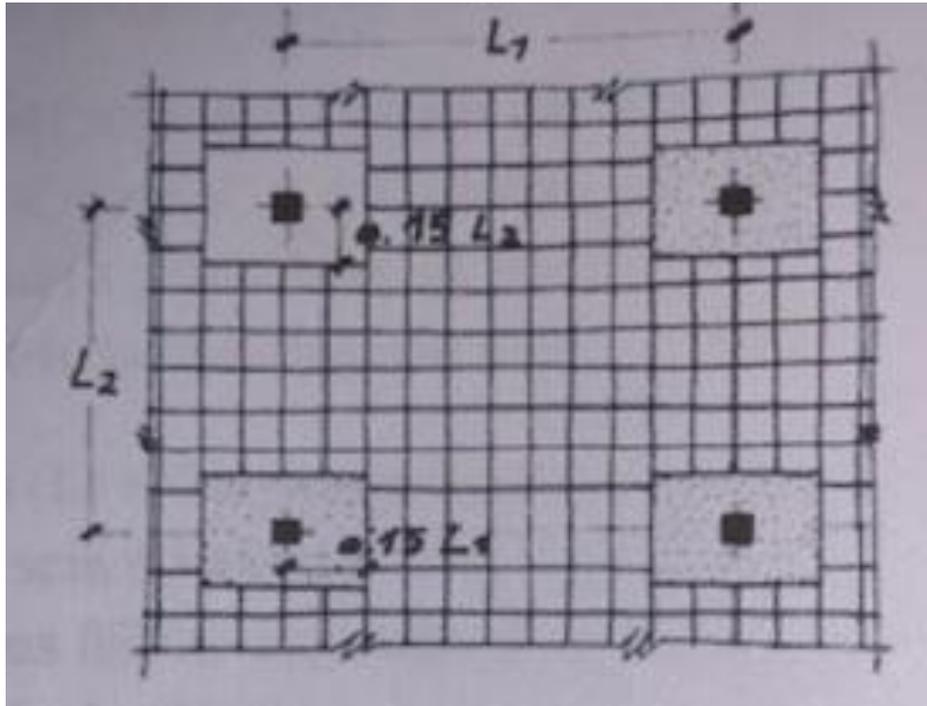


FIGURE II.12 : taille minimale recommandée pour la zone pleine

Des recherches ont été menées sur le lieu de travail et les objectifs de capacité cubes de béton qui peuvent entrer dans un plancher réticulaire, et ont aboutis aux recommandations de prendre la valeur autant de 0.18 l pour les zones pleines.

Pour les piliers de rive des planchers caisson et les ports à fau, qui sortent vers le monde extérieur depuis ceux-ci, les manuels ne donnent pas une définition précise sur la taille des zones pleines.

Dans ces cas la valeur du départ est donnée par les recommandations données par les règles mises en œuvre suivantes :

- a) La règle de compensation l'abaque doit avoir la même dimension en hauteur de la partie intérieure du plancher réticulé.
- b) Pour les zones pleines de rive qui ne dépassent pas les 1 mètre (V), il est conseillé d'apporter un bouclier (zone pleine de béton) jusqu'à la fin du plancher.
- c) Il est toujours conseille de ramener le bouclier (zone pleine de béton) à la moitié de la longueur du port à fau (V).

Le schéma suivant résume les recommandations exposées précédemment.

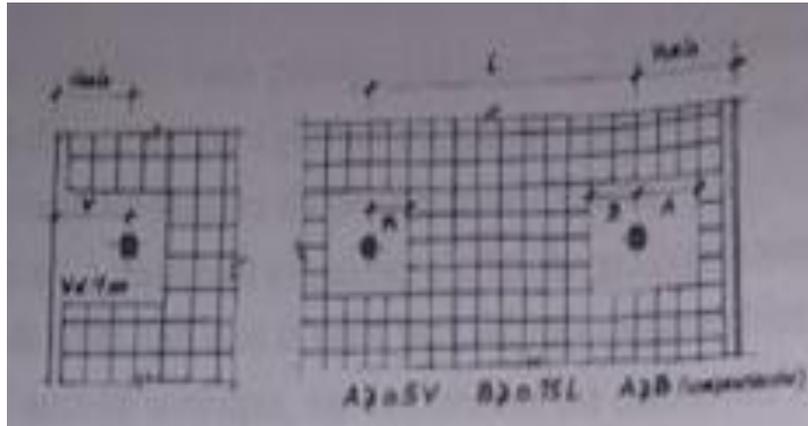


FIGURE II.13 : critère pour la conception des zones pleines a effectuer

Des trames décompensées pourraient causer des zones pleines décompensées qui sont admissibles en aucune façon, bien qu'il soit couvert par le critère de 0,151 donc contraint à augmenter l'effectif des mêmes promotions de manière à ce que celles-ci soient compatibles avec un esprit constructif et structurel logique dans l'ensemble de la plaque.

Lorsque les espacements (L.) et les charges calculées sont élevés, soit de manière généralisée ou localisée au sein d'une structure, il peut être très intéressant de souligner et de reconnaître des zones pleines faibles au niveau du plancher réticulaire, sans nécessairement accroître la cote totale globale de plaque.

II.3.5. La couche de compression :

Jusqu'à l'avènement d'EHE (code espagnole), toutes les normes des versions antérieures relève le seuil minimal pour la couche de compression des planchers réticulé avec caissons perdus à 3 cm, et quand les caissons sont récupérables, son épaisseur doit être $\frac{21}{10}$ de 1. (la trame libre entre les nervures).

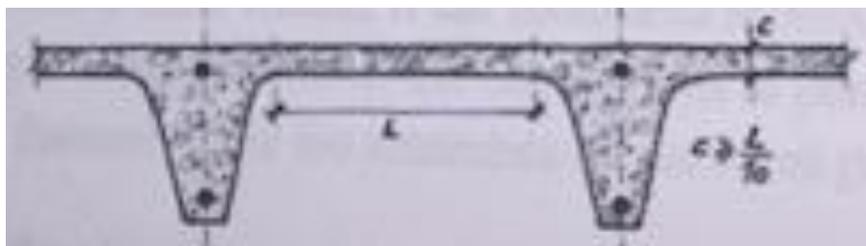


FIGURE II.14 : épaisseur minimale de la couche de compression pour plancher caisson récupérables, avant le début des EHE.

La norme actuelle EHE l'article 56.2, se référant à des plaques ou des dalles de lit comme suit "la séparation entre les centres de nervures ne doit pas dépasser 100 cm et l'épaisseur de la couche supérieur ne peut être inférieur à 5 cm et devrait y trouver le même type d'armatures que dans réseau de mailles.

II.3.6. Poutres de rives de pointe creuses :

Les poutres de rive jouent un rôle clé dans les planchers réticulés. Les fonctions exercées sont :

- Relient la plaque plancher » aux piliers en le ceinturant sur son périmètre.
- Elles renforcent le dispositif zones pleines-plaque réticulée sur sa périphérie par des piliers.
- Supportent directement les façades du périmètre de clôtures.
- Aide avec leurs étriers à résister et empêcher l'effet de poinçonnement de la plaque au niveau des piliers de rives, qui sont d'autre part délicats et favorables.
- La redistribution d'activité sismique, son importance est essentielle pour maintenir l'ensemble de la structure.
- Ils sont les éléments qui permettent l'ouverture d'un trou dans le plancher caisson, même après avoir été construit, distribuer les efforts qui sont concentrés sur les bords de celui-ci.

Le nouveau règlement EHE n'a rien apporté de nouveauté par rapport aux poutres de rives, il se limite à dire à peu près ce qui suit :

- Sur le bord des plaques sera disponible, en plus des armatures résultant du calcul de la plaque, ce qui correspond aux sollicitations ponctuels qui ont éventuellement été pris en considération.
- Dans les nervures de bord des planchers allégés seront disponibles clôtures avec une séparation entre eux pas plus de $0,5d$ en mesure d'absorber les tensions et les efforts tranchant qui se produisent.

Dans le peu de littérature disponible, il est recommandé que la largeur des poutres des rives coïncide avec les dimensions du plancher de forme donné.

Pour les planchers réticulés destinés aux logements, les retombées des nervures sont très fragiles pour supporter la déformation verticale, quel que soit leur m_e qui est prise pour eux quand les trames dépassent 6 ou 7 mètre, il est fortement recommandé des médianes repris par

les poutres de rives, en effet celle-ci est encrés dans le périmètre de clôtures, aliénant ainsi les risques de fissures dans les retombés de nervures par des flèches différées.

II.3.7. Les dimensions de planchers sans poutres :

La plupart des traités et des codes, conscient des incertitudes impliqués dans l'analyse des déformations des photos et en différé, même un simple élément linéaire, tout en recommandant que les concepteurs de planchers de fixent sur une série de règle simples et elles peuvent éviter le calcul de leur forme.

Toutefois, on est obligés d'avertir que certaines des recommandations élaborées des codes liés au choix des dimensions des planchers se sont montrés inappropriés et dangereux, en particulier dans le domaine de la construction, avant la fragilité apparente des retombées de nervures compter que sur eux, et les problèmes liés à la transmission des charges à travers elles et ceux qu'elles induisent d'un plan à un autre, selon les rythmes constructifs.

En aucun cas, peut être acceptée la recommandation de l'EHE ($H > L/28$) dans les projets de planchers réticulés pour les logements.

Juste pour les planchers très modulés, des charges inférieures à 400 kg/m^2 et les bâtiments sans pièce jointe, peut accepter le choix d'un plancher réticulé sur la base de ce critère.

Toutefois, l'article 50 du règlement EHE, concernant le calcul des déformations et sous le prétexte d'éviter cette tâche difficile de devoir calculer les flèches, le EHE nous permet de remédier au critère de $H \geq L/28$ énoncés à l'article 56 et en recommande d'autres, qui sont réunis au tableau 2.2.7.1

Le livre "Béton armé" J Montoya, Messenger et Morgan, influencé par les approches expérimentales (brièvement décrits ci-dessus) a publié dans le manuel "les planchers réticulaires" de Florentin Régaldé, déclare "l'épaisseur minimale mentionnée pour les plaques $1/32$, $1/35$ pour les plaques avec zones pleines et $1/28$ pour les planchers caisson, ne sont pas recommandés dans la pratique, car elles donnent lieu à du gaspillage augmentant des déformations et des problèmes. En général, l'épaisseur minimale est de 15 cm ou $L/30$ de plaques massives (dalles pleines), et 20 cm ou $1/25$ pour le plancher caisson."

Avec ce qui précède, on a vu qu'il existe suffisamment de critères qui sont ou ne sont pas appliqués par tout le monde, qui croit plus à chaque cas particulier.

Comme un résumé de ce point, le tableau comparatif ci-après, vise à mettre en évidence les

différences entre les critères visionnés :

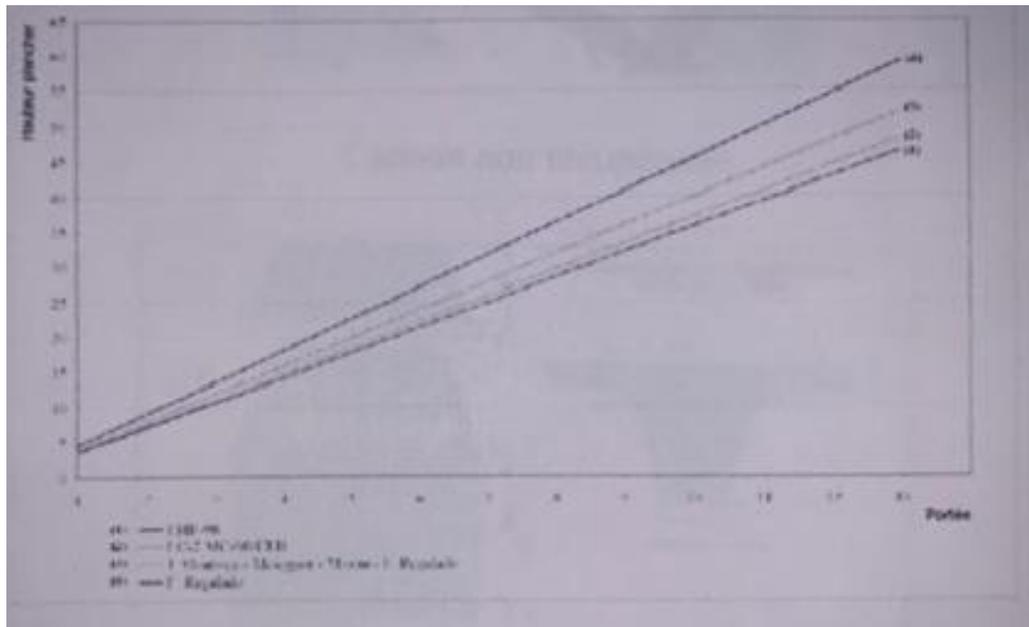


FIGURE II.15:sommaire des cotes minimum des planchers reticulaires proposes par les hauteurs et les codes applicables en Espagne .

II.4. Réalisation et montage du plancher:

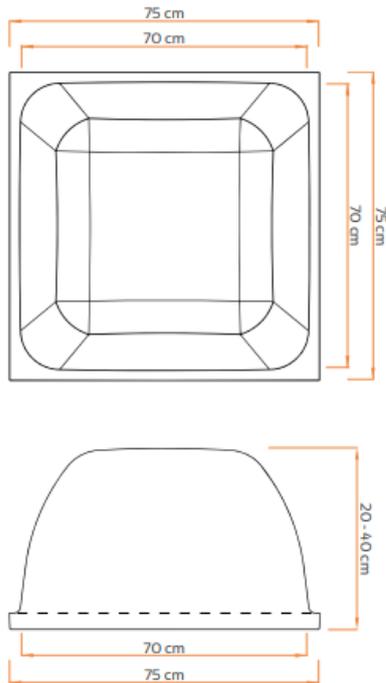
Les plancher caisson ont la particularité d'avoir un coffrage spécial de part la manière de pose et les matériaux utilisés.

Nous essayerons à travers ce qui suit d'expliquer les méthodes, matériaux nécessaire, et étapes de construction :

Tout d'abord comme dit précédemment il faut avoir fait le pré dimensionnement et déterminer les espacements entre piliers vient l'étape de la réalisation, en effet celle-ci nécessite un type de coffrage spécifique et couteux.

II.4.1. Les caissons:

Ils peuvent être perdus ou récupérables, ces derniers sont les plus utilisés et se trouvent avec différentes mensurations qui sont déterminées suivant le type de charges que le plancher sera Amener à supporter. Ils sont fait en plastique polystyrène en bois, nous proposons dans les figures qui suivent quelques sorte et dimensions (stand art) [7]:



RÉUTILISABLE



Caisson récupérable (bassine) [7]

II.4.2. Élément de support :

Pour pouvoir disposer de manière adéquate les caissons sur la surface plancher à réaliser, il faut disposer sur la totalité de la surface des plaques de tôle ou de bois

Si on dispose du coffrage spécial caisson il sera réalisé comme suit :



1. montage des supports



2. pose des caissons



3. disposition des barres de support[7]

Une fois les caissons installés et fixés nous pouvons commencer la pose du ferrailage comme le montre la figure qui suit :



Les étapes suivantes seront le bétonnage puis le décoffrage qui, avec les caisses en plastique se fait aisément en dévissant un simple boulon de fixation et laisser descendre celui-ci sans causer de dommages sur le béton et éviter ainsi les fissuration de celui-ci.



Décoffrage plancher caisson[7]

II.4.3. Récapitulatif : [7]



① SOUTIEN

③ POUTRE EN BOIS

⑤ CUBE SKYDOME

⑦ DÔME SKYDOME

② FOURCHETTE DE LOGEMENT

④ COMPENSATION EN BOIS

⑥ POUTRELLE SKYDOME

Tableau2.1.Avanages et inconvénients du plancher caisson

AVANTAGE	INCONVENIENTS
<ul style="list-style-type: none">• Allège les planchers avec une résistance nécessaire.• Transmet mieux les charges qu'un plancher unidirectionnel.• S'utilise pour les grandes flexibilités pour projeter des trous, rampes, ascenseurs.• Présente une meilleur acoustique et thermique en raison de leur poids et une plus grande compacité.• Esthétique méthode brevetée.	<ul style="list-style-type: none">• Mise en œuvre difficile et stricte.• Coute cher la réalisation.• Calcul complexe nécessite de l'expérience ainsi qu'une grande attention que celle d'un plancher à base de poutres.• Consommation d'un coffrage énorme.• Mauvais comportement face à un séisme du fait du risque de poinçonnement de la dalle.

CHAPITRE III :

Descente de charge et Pré dimensionnement des
éléments

III. Introduction :

Dans le présent chapitre le Pré dimensionnement des éléments de la structure est fait suivant: **RPA99[2]**, **BAEL91[1]** et on utilisant **DTR BC 22[4]**

III.1. Pré dimensionnement des planchers :

Les plancher ont comme fonction principale de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

La détermination de la charge d'exploitation Q se fait suivant l'usage de l'étage :

- Terrasse non accessible : $Q = 1.00\text{KN/m}^2$
- Plancher étage habitation : $Q = 1.500\text{KN/m}^2$
- Plancher service : $Q = 2.500\text{KN/m}^2$
- plancher commerce : $Q=5.00\text{KN/m}^2$

NB : suivant le R.H/M.H on a pu réduire la charge d'exploitation des
Plancher commerce

Pour cause de grande surface $>50\text{m}^2$

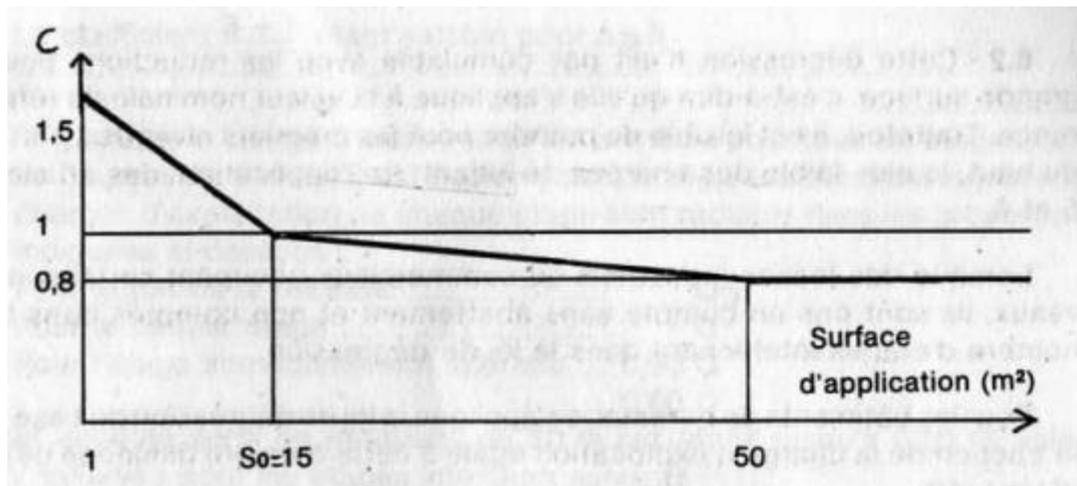


Figure III.1 Note RPA de réduction de charge 'exploitation

Dans notre structure, on utilise un seul type de plancher : plancher caisson.

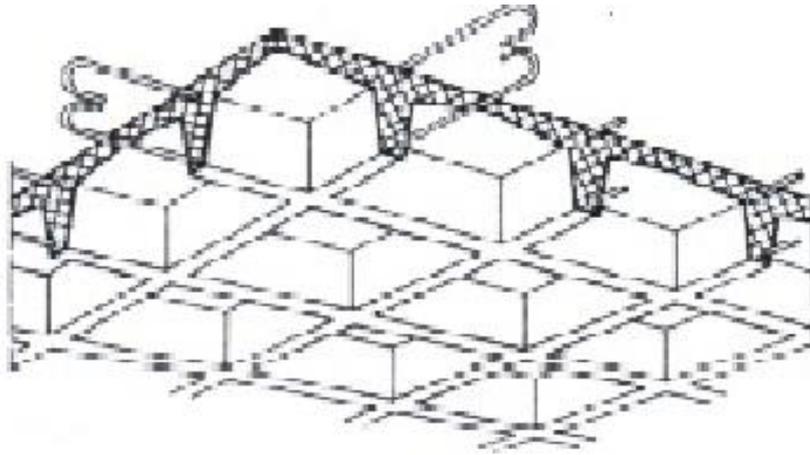


Figure III.2 : coupe d'un plancher caisson.

Pour procéder au pré dimensionnement du plancher caisson on a suivi le document suivant :
Un catalogue d'une marque française spécialisé en plancher caisson. [7]

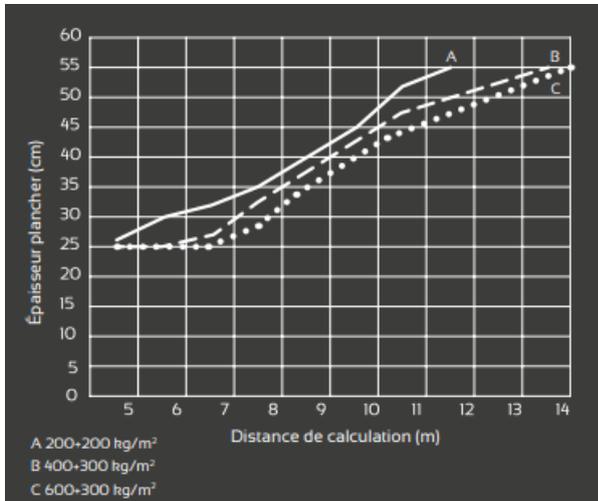


Figure III.3 Catalogue skydome. [7]



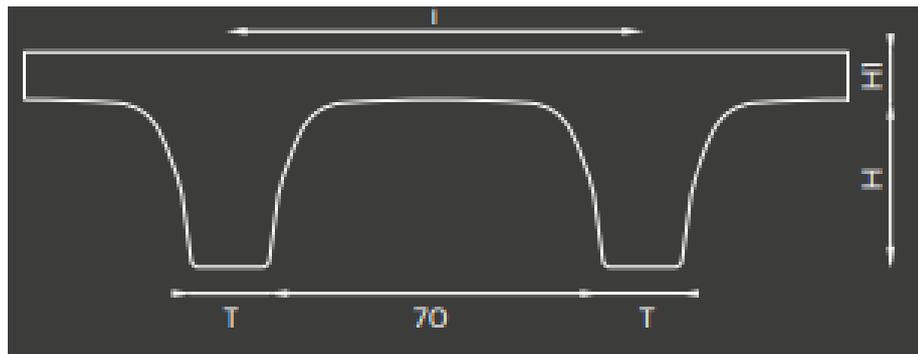
On a une distance de calcul : 10.71m

On optera pour un plancher de 45cm d'épaisseur dont un **skydome**[7] H350 et une Chappe de 10cm



Consommations de béton

PRODUIT	Largeur Poutrelle (T) cm	Entraxe poutrelles (I) cm	Volume béton ras m ³ /m ²	Volume béton plancher m ³ /m ²		
				Épaisseur chappe HI=50mm	Épaisseur chappe HI=100mm	Épaisseur chappe HI=150mm
SKYDOME H200	12	82	0.080	0.130	0.180	0.230
	16	86	0.091	0.141	0.191	0.241
	20	90	0.100	0.150	0.200	0.250
SKYDOME H250	12	82	0.099	0.149	0.199	0.249
	16	86	0.113	0.163	0.213	0.263
	20	90	0.125	0.175	0.225	0.275
SKYDOME H300	12	82	0.123	0.173	0.223	0.273
	16	86	0.139	0.189	0.239	0.289
	20	90	0.153	0.203	0.253	0.303
SKYDOME H350	12	82	0.151	0.201	0.231	0.301
	16	86	0.169	0.219	0.269	0.319
	20	90	0.185	0.235	0.285	0.335



T=16cm I=86cm H=35cm Hi=10cm

Figure III.4 Catalogue de pré dimensionnement skydome[7]

III.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les sections des poutres sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes :

- Critère de rigidité.
- Condition de L' **R.P.A 2003**.

a. Pré dimensionnement des poutres périphérique:

a.1. Critère de rigidité : Selon BAEL91[1].

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

$$0.3H \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

h : longueur de la poutre

b : larguer de la poutre

L : la portée de la poutre

$$\text{Pour } L=1071 \text{ cm} \quad \begin{cases} 71.4 < h < 107.1 \\ 24 < b < 56 \end{cases}$$

a.2 Condition du R.P.A :

$$\begin{cases} h > 30 \\ b > 20 \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \quad \begin{cases} h = 80 > 30 \\ b = 40 > 20 \\ \frac{h}{b} = 2 < 4 \end{cases}$$

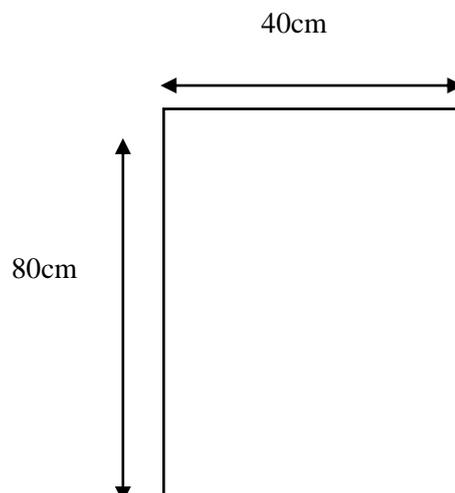
La section adoptée pour les poutres principales est (80 × 40)cm²

Conclusion :

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres

Sont satisfaites, Donc on adopte :

- Des poutres porteuse (80x40) cm²



III.3. Pré dimensionnement des poteaux

III.3.1. Principe :

Les poteaux sont considérés soumis à une compression simple car les moments qui leurs sont appliqués ne conduisent qu'à de petites excentricités de la force extérieure, donc leur existence n'est pas prise en compte.

Le pré dimensionnement des poteaux est basé sur la descente de charge, après calcul de l'effort normal à la base du poteau le plus sollicité, on peut avoir une idée sur les dimensions de la section plane de celui-ci, un résultat qui peut être généralisé pour tous les poteaux du même niveau, et qui supportent des surfaces des planchers similaires : pour des raisons économiques, et étant donné que l'effort normal est plus petit dans les poteaux des étages supérieurs, une réduction de section sera faite avec la hauteur.

La comparaison des dimensions trouvées avec les dimensions minimales imposées par les « **RPA99 v 2003** » [2] est exigée.

La loi de dégression des charges d'exploitation est employée pour notre cas parce que le nombre d'étage $n=8 > 5$.

Le pré dimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité à la compression simple centré ; par un calcul basé sur la descente des charges.

III.3.2. Calcul des sections des poteaux :

a. Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 » [2]

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone III doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) > 30cm \\ \min(a, b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

(a,b) :dimensions de la section.

he : hauteur d'étage.

On opte pour des sections carrées $a=b$

b. Dimensionnement des poteaux :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité

$$(\alpha = f(\lambda))$$

λ : Elancement d'EULER

$$\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$$

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration

$$\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

B : Surface de la section du béton ($B=a \times b$).

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.

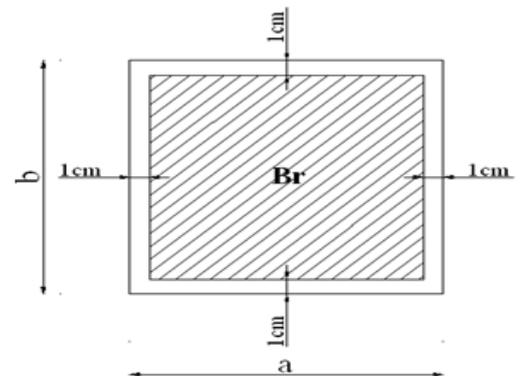
γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).

A_s : Section d'acier comprimée.

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br= (a-0,02)(b-0,02)$) [m²].



Selon le « BAEL 91 modifié 99 » :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda = 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

c. Vérification à l'ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

Nser : Effort normal à l'ELS (Nser=NG+NQ).

B : Section de béton du poteau.

As : Section des armatures (As=1%B).

n: Coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σser : Contrainte de compression à l'ELS.

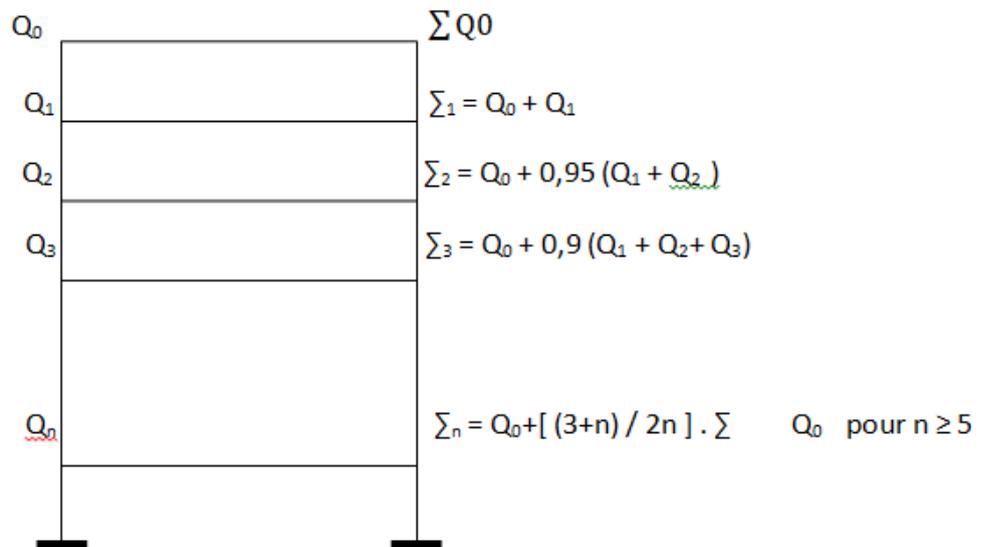
En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 B} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

d. Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages:

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où 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 les niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de **5**, ce qui est le cas de notre structure.



e. Poteau le plus sollicité :

La surface revenant au poteau est :

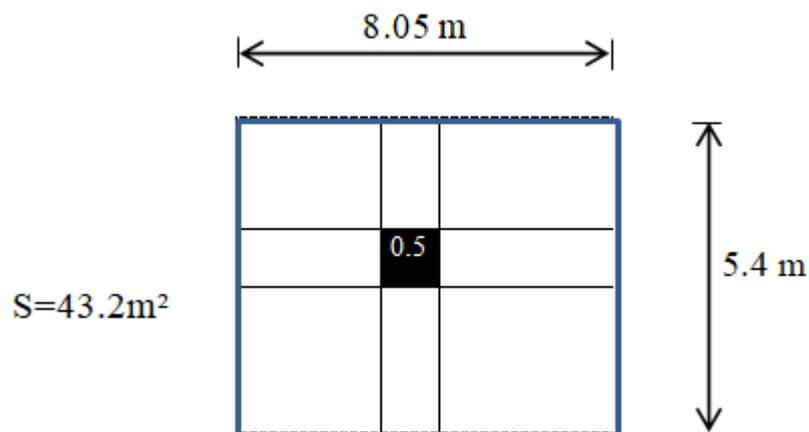


Tableau : calcul du poteau .

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Nser (KN/m ²)	Nu (KN)	Br 0.6xNu (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)
N8	375.35	43.2	418.55	571.52	377.72	21.42	45X45
N7	778.8	151.2	930	1278.18	843.6	31	45X45
N6	1182.35	248.4	1430.75	1968.77	1300	38	45X45
N5	1585.85	393.1	1978.9	2730.5	1802.1	44.4	45X45
N4	1989.35	520.56	2509.9	3465.9	2287.4	49.8	60X60
N3	2395.85	667.44	3080.3	4231.5	2792.8	54.8	60X60
N	2796.35	768.9	3565.25	4928.4	3252.7	59.03	60X60
N1	3199.85	853.2	4653.05	5599.5	3695.6	62.7	70X70
RDC	3603.35	998.5	4601.85	6362.2	4199.2	66.8	70X70
S.SOL	4006.85	1026.86	5033.7	6949.5	4586.6	69.7	70X70

$$\text{ELS : } G+Q$$

$$\text{ELU : } Nu=1.35G+1.5Q$$

$$Br= 0.66Nu$$

$$A=b= \sqrt{Br+2}$$

f.Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non)des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \leq 35$$

(BAEL 91 modifié99 page 110) [1].

Avec :

λ : élancement du Poteau.

$L_f L_0$: longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

: distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

i: rayon de giration $i = \sqrt{I}$

Avec : $I = \frac{axb^3}{12}$

Section de poteaux (cm ²)	L_0 (m)	λ	Condition $\lambda < 35$
RDC+1 ^{er} et 2 ^{ème} étages (70x70)	4.5	15.58	Vérifié
3 ^{ème} et 5 ^{ème} étages (60x60)	3.74	18.18	Vérifié
6 ^{ème} et 7 ^{ème} , et 8 ^{ème} étages (45x45)	3.74	24.24	Vérifié

La condition de non flambement des poteaux est vérifiée.

Conclusion :

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 35, donc pas de risque de flambement

Vérification des sections selon RPA 99 [2]:

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
70x70	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 70$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 22.5$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
60x60	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 60$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 22.5$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 22.5$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée

III.3.3. pré dimensionnement des panneaux :

La zone massive entourant les poteaux dans les dalles réticulées est dite panneau, son rôle est de transmettre les charges supportées par les nervures aux poteaux et aussi de résister à l'effet de poinçonnement produit autour d'eux.

La distance entre le centre du poteau et le bord du panneau ne doit pas être inférieure à $0,15 L$, ou L est la portée parallèle.



Figure III.5 panneaux de dalle du poteau

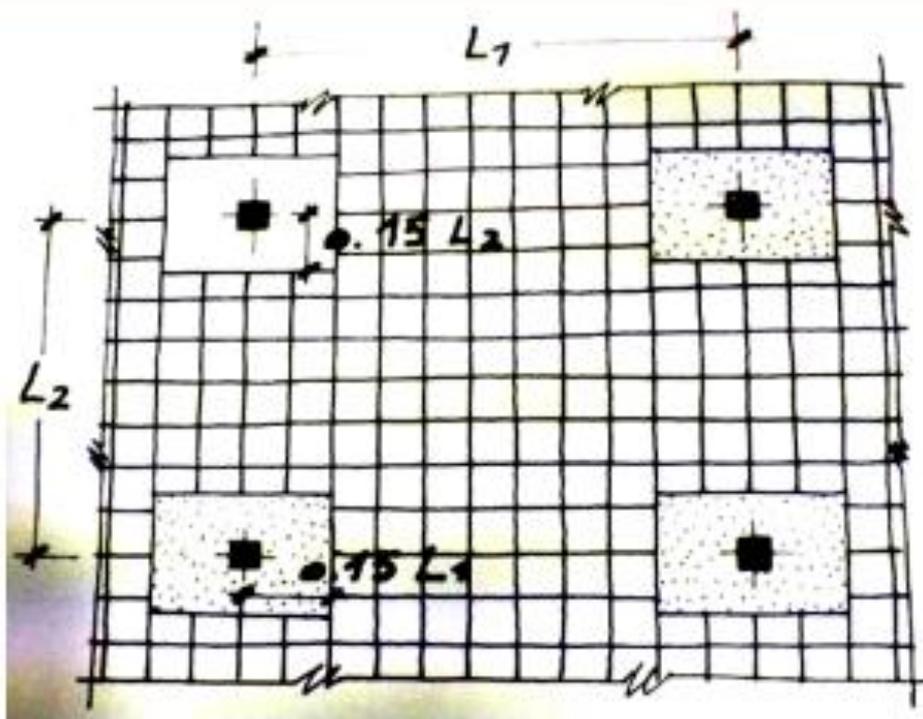


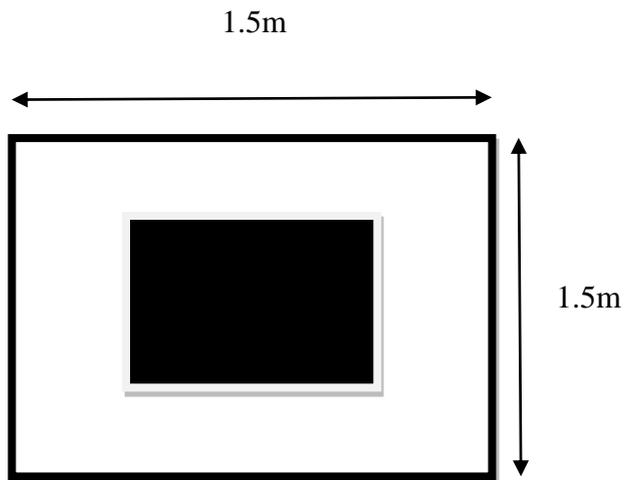
Figure III.6 loi de pré dimensionnement panneaux du poteau

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L1=10.71 \\ L2=5.55 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15L1=1.6m \\ 0.15L2=1.02 \end{array} \right.$$

Donc on a pris des dalles de 1.5x1.5



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

$$e=0.444$$

on prend $e=45\text{cm}$

CHAPITRE IV :

Calcul des éléments secondaires

IV. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers et la poutre palière.

IV.1.L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur ; le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

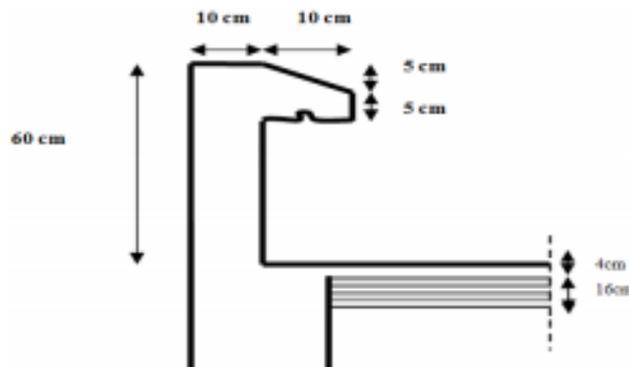


Figure IV.1.L'acrotère

a) Chargement :

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui engendre un effort normal (N_G), accompagné d'une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à ($Q=1\text{kN/ml}$), qui est due à la main courante, cette dernière provoque un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Poids propre de l'acrotère : $G = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.05)] \times 25$

$G = 1.69 \text{ KN/ml}$

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

b) Calcul des sollicitations :

L'effort normal : $N = G \times 1\text{m} = 1.69 \text{ KN}$.

L'effort tranchant : $T = Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN}$.

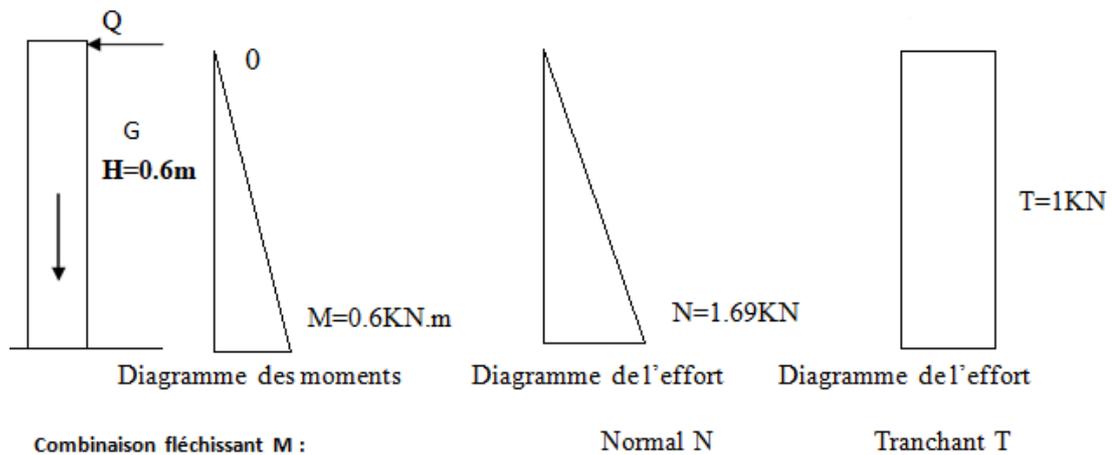


Figure IV.2 Diagramme des efforts internes

ELU : La combinaison est : $1.35G + 1.5Q$

$$N_U = 1.35.N = 1.35 \times 1.69 = 2.28 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5.M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5.T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

ELS : La combinaison est : $G + Q$

$$N_S = 1.69 \text{ KN}$$

$$M_S = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_S = T = 1 \text{ KN}$$

IV.1.2. Ferrailage de l'acrotère :

- Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera

L'ELU et les vérifications à l'ELS.

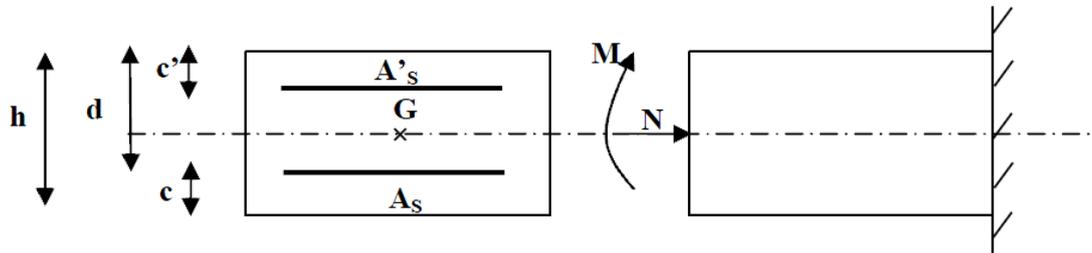


Fig. IV.3 Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$h=10 \text{ cm}$; $c=3 \text{ cm}$; $d = 7 \text{ cm}$.

➤ **Position de centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.28} = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

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

$e_u=39\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M, puis se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul en flexion simple :**

• **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.28 \left(\frac{0.10}{2} - 0.03 \right) = 0.94 \text{KNm}$$

• **Moment réduit :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.94 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.0135$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

• **Armatures fictives :**

$$\mu_b = 0.0135 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.94 \times 10^4}{0.993 \times 70 \times 348} = 0.4 \text{cm}^2$$

• **Armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_t = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.4 - \frac{2.28}{34.8} = 0.334 \text{cm}^2$$

Soit : 4 HA6 avec un espacement $St=25 \text{ cm/ml}$

$$\text{Donc : } A_t = 1.13 \text{cm}^2$$

VI.1.3. Les armatures des répartitions :

$$A_t = \frac{A_{sadop}}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

4HA6/ml=1.13cm²/ml avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

a) Vérifications à l'ELU : BAEL99[1]

➤ **Condition de non fragilité** :(BAEL99 /Art A.4.2.1) [1] par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (M_s ; et N_s)

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.69} = 35.5 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{35.5 - 0.445 \times 7}{35.5 - 0.185 \times 7} \right)$$

$$A_{min} = 0.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification au cisaillement** :(BAEL99/Art 5.1, 211) [1].

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} [\text{MPa}] \text{ Avec } (\gamma_b = 1.5 \text{ et } V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN})$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{1500}{100 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25, 4 \right\} = \min \{2.5, 4\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

= 2.5MPa ⇒ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification d'adhérence des barres** : (BAEL99/ ArtA 6.1,3) [1] :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} \text{ avec } : \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: somme des périmètre utiles des barres.

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 75.4} = 0.316 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$\tau_{se} = 0.316 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement droit** : (BAEL91/Art A6.1,23) [1]

$$I_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$I_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm.}$$

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

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$I_c = 0.8 \times I_s = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des espacements des barres** : (Art A.4.5 ,33 BAEL99) [1]

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

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{ 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm} \} = 25 \text{ cm} \text{ condition vérifiée.}$$

e) vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = 1.69 \text{ KN.}$$

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.69} = 0.35\text{m} = 35\text{cm}$$

$$e_s = 35\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 2\text{cm} \Rightarrow \text{donc la section est partiellement comprimée.}$$

➤ **Etape fictive :**

$$M_{fs} = N_s(e_s + \left(\frac{h}{2} - c\right)) = 1.69(0.35 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03\right)) = 0.62\text{KNm}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_c + \bar{\sigma}_{st}}$$

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

Fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}fe, 110\sqrt{n \cdot f_{t28}}\right\}$$

$\eta=1.6$: Barre HA

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400, 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} = \min\{266.66, 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\bar{\mu}_s = 0.01622$$

$$\overline{M_{fs}} = \overline{\mu_s} \times b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}$$

$$\overline{M_{fs}} = (0.01622 \times 1000 \times 70^2 \times 201.63) \times 10^{-6} = 16.02 \text{KN.m}$$

$\overline{M_{fs}} = 16.02 \text{KN.m} > M_f = 0.62 \text{KN.m} \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$A_{stf} = \frac{M_{fs}}{(d - c) \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{0.62 \times 10^3}{(7 - 3) \times 201.63} = 0.769 \text{cm}^2$$

Armatures réelles (en flexion composée)

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_s}{\overline{\sigma_{st}}} = 0.769 - \frac{1.69 \times 10^3}{201.63 \times 10^2} = 0.685 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 0.685 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 0.794 \text{cm}^2 < A_{tadop} = 1.13 \text{cm}^2 \quad \text{ok.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

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

σ_{st} : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.13}{100 \times 7} = 0.161$$

$$\rho = 0.161 \rightarrow \{\beta_1 = 0.934, k_1 = 60.76\}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.934 \times 1.13 \times 7} = 81.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 81.21 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{81.21}{60.76} = 1.34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99 version 2003/Art6.2.3) [2]

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure à l'action de la main courante Q.

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération, donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage. A=0.15 (Groupe2, Zone Iia)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

C_p : 0.8 (Élément en console)

W_p : Poids propre de l'acrotère. $W_p = 1.69 \text{ KN/ml}$

Alors : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.69 = 0.81 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$

$F_p < Q$ Condition vérifiée.

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force séismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

IV.2. Escalier :

IV.2.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

IV.2.2. Définitions des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

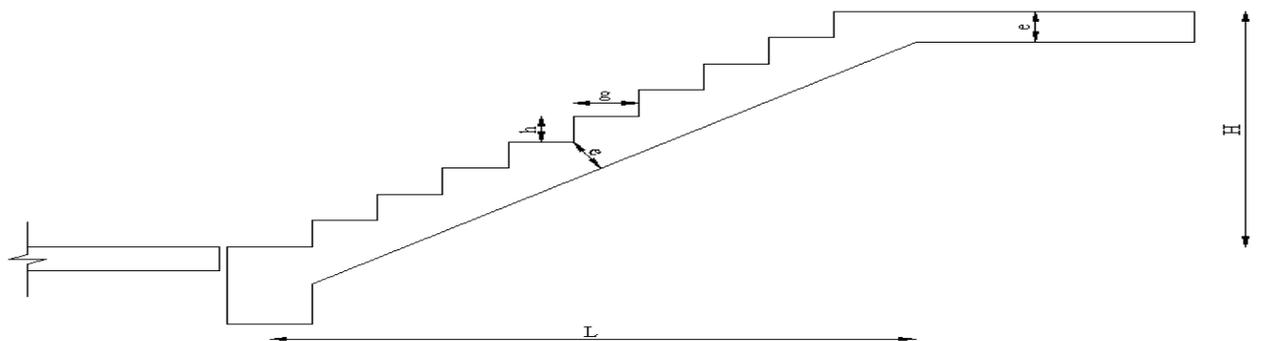


Figure. IV.4 : Dimensions de l'escalier

IV.2.3. Escalier sous-sol.

IV.2.3.1 Prédimensionnement des escaliers :

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

Dans notre structure on a un escalier balancé. %

$$64n^2 - (64+2H+L) n + 2H=0$$

Avec :

n : La racine de l'équation

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - 1132n + 648 = 0 \quad \text{?????}$$

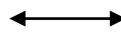
On prend :

- Le nombre de contre marche n = 9
- Le nombre des marches n - 1 = 8

Alors :

$$H = \frac{3.06}{2} = 1.53m$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 17 \text{ cm}$$



$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{2.40}{8} = 30 \text{ cm}$$



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

Vérification de l'équation de «BLONDEL»

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq g + 2h \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \longleftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ vérifiée}$$

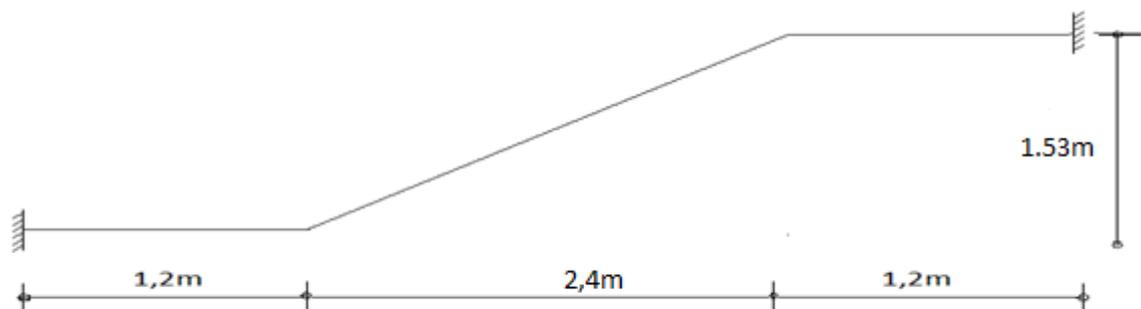


Figure. IV.5 : Schéma statique de l'escalier (2^{ème} volée)

a. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 17.5\text{cm} \leq e \leq 26.25\text{cm}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,2 + 1,2 = \sqrt{(2.4)^2 + (1.53)^2} + 1,2 + 1,2 = 5.25 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur $e=20$ cm

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

b. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32.52^\circ$$

IV.2.3.2. Evaluation des charges :

a. Palier :

a.1. Charges permanentes :

Tableau IV.1: Poids propre du palier de repose de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	25	0.50
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.2	25	5
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				6.8

a.2. Charge d'exploitation :

$$Q_1=2,50\text{KN/m}^2$$

b. Paillasse :

b.1.Charges permanentes:

Tableau IV.2 : Poids propre du Paillasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	25	0.50
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.2 / cos α	25	5.93
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				9.85

b.2. Charge d'exploitation

$$Q_2=2,50\text{KN/m}^2$$

Schéma Statique :SAP200 [6]

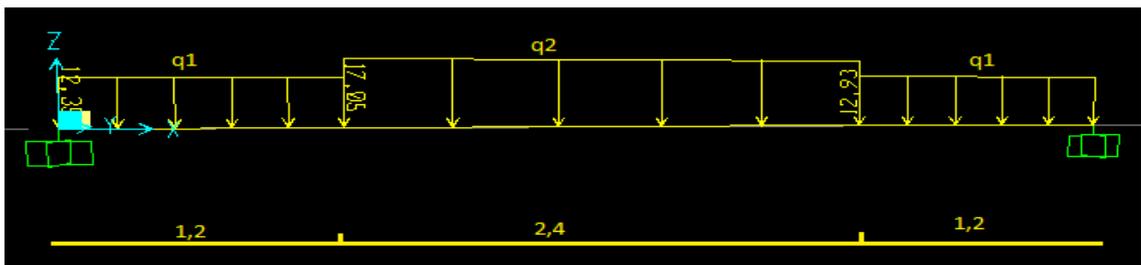


Figure IV .5 : Schéma statique

IV.2.3.3. Calcul des efforts internes.

Combinaison des charges :

E.L.U :

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

E.L.S :

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableaux IV.3 Tableaux de pré dimensionnement

Escalier	Pré dimensionnement						Evaluation des charges			
	H (m)	h (m)	g (m)	n	L (m)	e (cm)	α°	G (KN/m ²)		Q (KN/m ²)
N° 01	1.53	0.17	0.3	9	2.4	20	32.52	6.8	9.85	2.5

Tableau IV.4 : Charge à l'ELU et l'ELS

Escalier	Les résultats			
	q_{1u}	q_{2u}	q_{1s}	q_{2s}
N° 01	12.93	17.05	9.3	12.35

- Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

$$L = 4,8 \text{ m}$$

ELU : SAP2000[6]

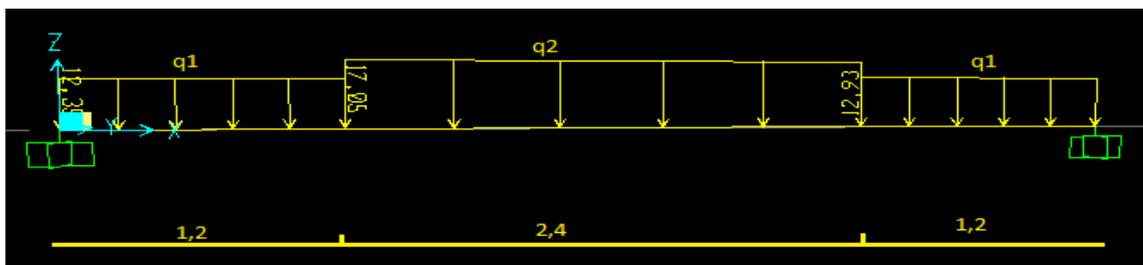


Figure 1V.6 : Schéma statique.

ELS : SAP200 [6]

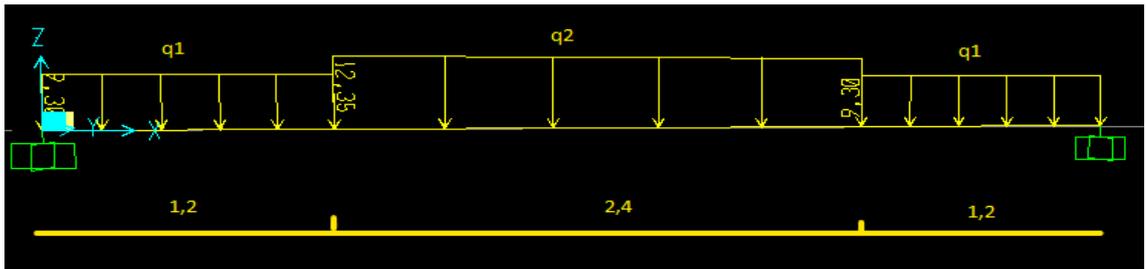
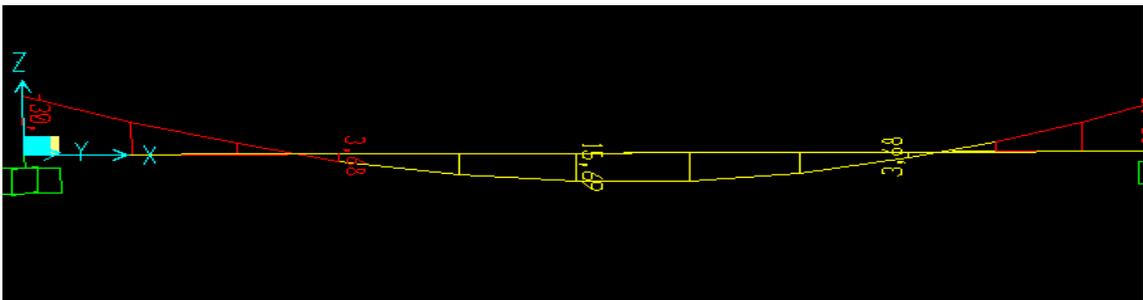


Figure IV.7 : Schéma statique.

- **Diagrammes des efforts internes :**
 - **Moment fléchissant : SAP200 [6]**

E.L.U :



E.L.S :

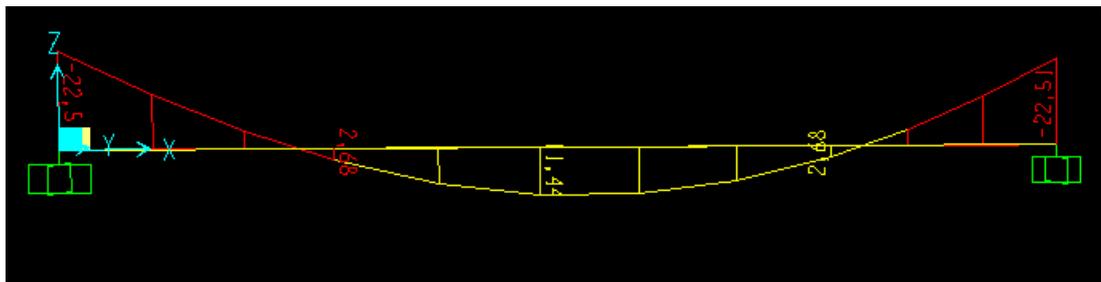


Figure IV.8 : Diagrammes des moments fléchissant d'escalier.

Effort tranchant : SAP200 [6]

E.L.U :



E.L.S : SAP200 [6]

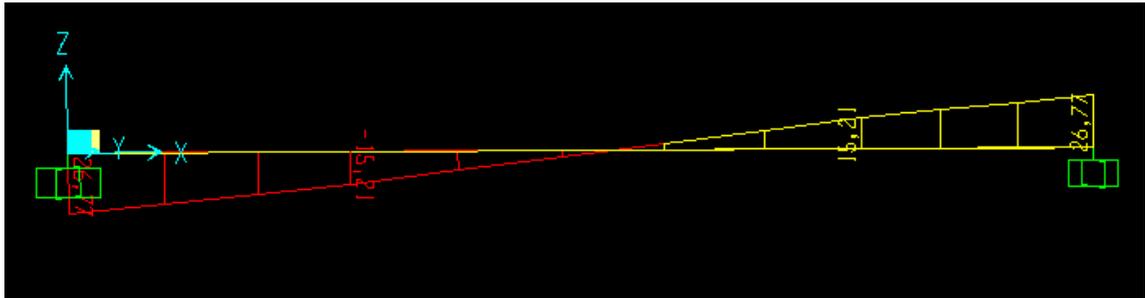


Figure IV.9 : Diagrammes des efforts tranchant d'escalier.

Notre escalier est doubles appuis à deux extrémités

$$\left\{ \begin{array}{l} Tu^{\max} = 36,76 \text{ KN} \\ M_{\text{travée}}^{\max} = 15,69 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui}}^{\max} = 31,89 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

IV.3.4. Calcul ferrailage Des Armatures:

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
Tel que : b=100cm ; h=20cm
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur
(organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} , f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} , f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} , \gamma_b = 1,5 , d=0,9h=16,2, \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableaux IV.5 : Ferrailage de l'escalier.

	Mu (kN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Fc28	γ_b	Fbc	U	α	Z (cm)	σ_s	As (cm ²)
$M_{\text{travée}}^{\max}$	15,69	100	20	18	25	1,5	14,17	0,034	0,043	17,69	347,8	2,55
M_{appui}^{\max}	30,89	100	20	18	25	1,5	14,17	0,067	0,087	17,37	347,8	5,11

	Choix	As (cm ²)
$M_{\text{travée}}^{\max}$	4T12	4.52
M_{appui}^{\max}	2T14+2T12	5.34

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend : esp=25cm

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend : esp=25cm

Armature de répartition :

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=25cm

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.33 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=25cm

IV.3.3.5. Vérification :

a. Condition de non fragilité [1]:

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.41 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2.41 \text{ cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 5.34 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2.41 \text{ cm}^2$ vérifiée

b. Effort tranchant (BAEL91.ArtA5.1.2) [1]:

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = 2.5 \text{ (la fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u_{max}}}{b * d} = \frac{36.76 * 10^3}{1000 * 180} = 0.204\text{Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow CV$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 36 \cdot 76 \cdot 10^3 - \frac{30 \cdot 89 \cdot 10^3}{0,9 \times 180} = 17 \cdot 65,05 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,204 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2.4.Escalier 1^{er} étage :

IV.2.4.1Prédimensionnement des escaliers :

On prend :

- le nombre de contre marche n= 13
- le nombre des marchesn-1= 12

Alors :

$$H = \frac{450}{2} = 2.25m$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{2.25}{13} = 17 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow \quad \boxed{h= 17\text{cm}}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{290}{12} = 24 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow \quad \boxed{g= 24\text{cm}}$$

Vérification de l'équation de «BLONDEL»

$$\left\{ \begin{array}{l} (58 \leq g + 2h \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \longleftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h+g = 64 \text{ cm} \\ h=17 \text{ cm} \\ g=24\text{cm} \end{array} \right. \text{ vérifiée}$$

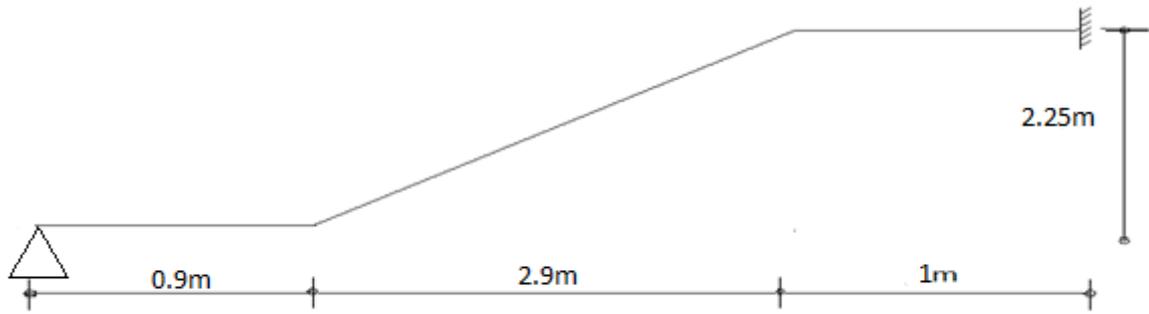


Figure. IV.10 : Schéma statique de l'escalier (2^{ème} volée)

a .Détermination de l'épaisseur de la pailasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 18.56cm \leq e \leq 28.85cm$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 0,9 + 1 = \sqrt{(2.9)^2 + (2.25)^2} + 0,9 + 1 = 5.57 m$$

On prend donc l'épaisseur $e=20$ cm

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la pailasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

b. Angle d'inclinaison de la pailasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{225}{290} = 0,775 \Rightarrow \alpha = 37.8^\circ$$

IV.2.4.2. Evaluation des charges :

a. Palier :

a.1. Charges permanentes :

Tableau IV.6 : Poids propre du palier de repose de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	25	0.50
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.2	25	4.50
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				6.8

a.2. Charge d'exploitation :

$$Q_1=2,50\text{KN/m}^2$$

b. Paillasse :

b.1.Charge permanentes:

Tableau IV.7 : Poids propre du Paillasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	25	0.50
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.2 / cos α	25	6.32
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				10.24

b.2. Charge d'exploitation :

$$Q_2=2,50\text{KN/m}^2$$

Schéma Statique :SAP2000[6]

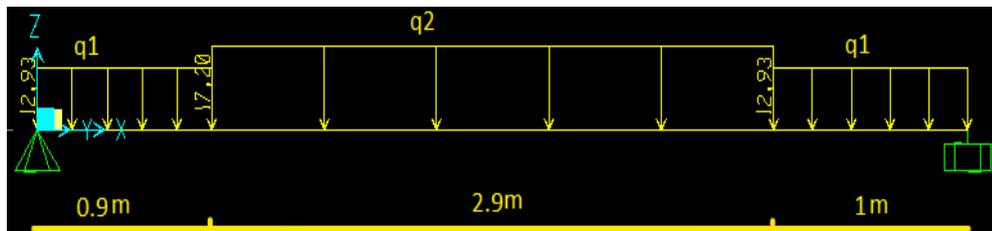


Figure IV.11 : Schéma statique.

IV.2.4.3.Calcul des efforts internes.

Combinaison des charges :

E.L.U :

$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$$

$$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$$

E.L.S :

$$q_{ser1}=G_1+Q_1$$

$$q_{ser2}=G_2+Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableaux IV.8 Tableaux de pré dimensionnement.

Escalier	Pré dimensionnement						Evaluation des charges			
	H (m)	h (m)	g (m)	n	L (m)	e (cm)	α°	G (KN/m ²)		Q (KN/m ²)
N° 02	2.25	0.17	0.24	13	2.9	20	37.8	6.8	10.24	2.5

Tableau IV.9 : Charge à l'ELU et l'ELS

Escalier	Les résultats			
	q_{1u}	q_{2u}	q_{1s}	q_{2s}
N° 02	12.93	17.93	9.3	12.74

Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant : SAP2000[6]

$$L=4,8 \text{ m}$$

ELU :

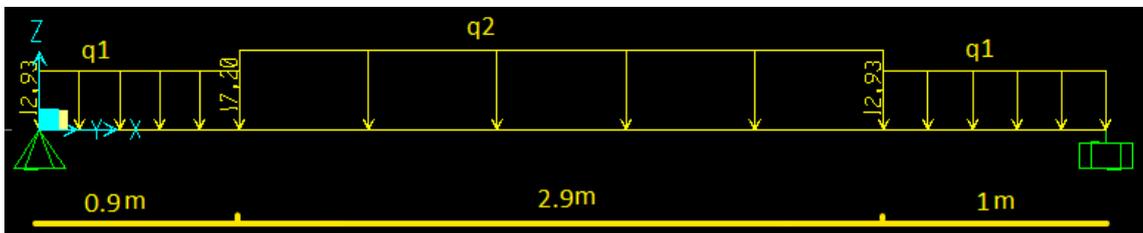


Figure IV.12 : Schéma statique.

ELS :

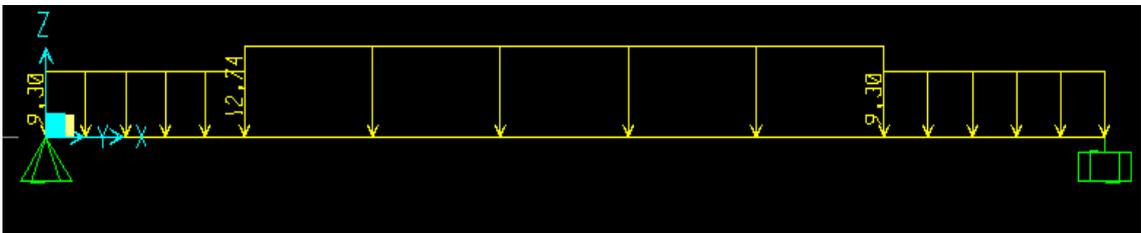
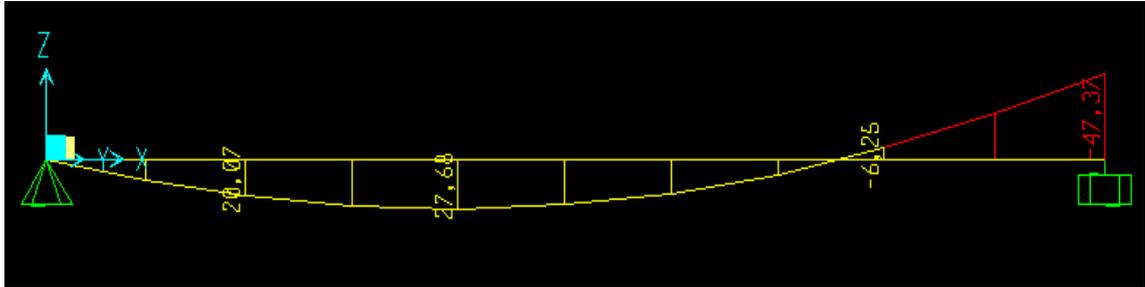


Figure IV.13 : Schéma statique

Diagrammes des efforts internes :

Moment fléchissant : SAP2000[6].

E.L.U :



E.L.S :

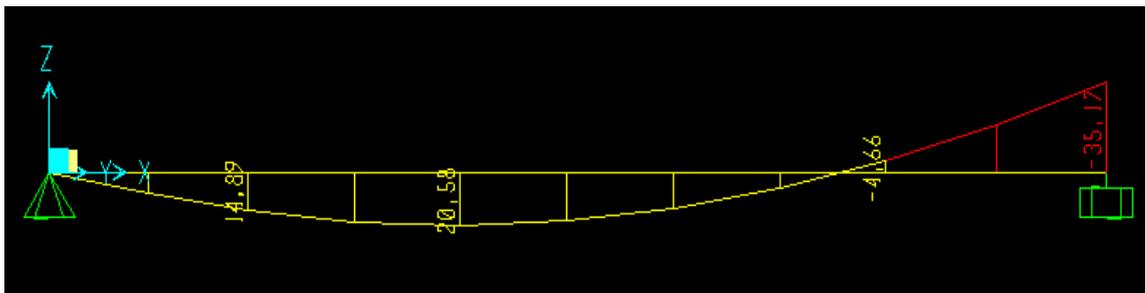
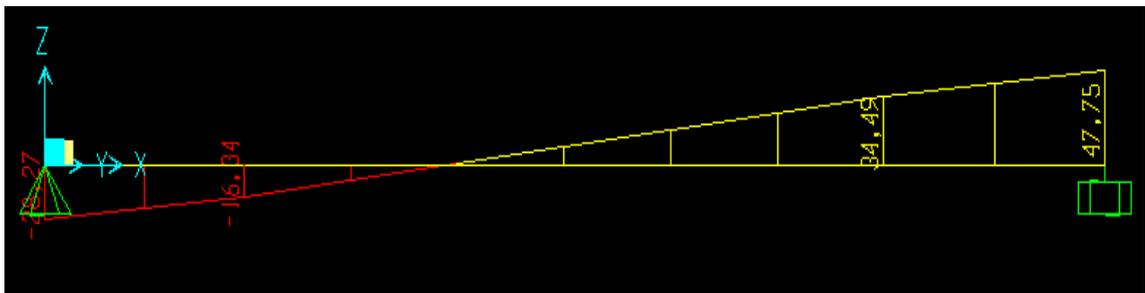


Figure IV.14 : Diagrammes des moments fléchissant d'escalier.

Effort tranchant :

E.L.U :



E.L.S :

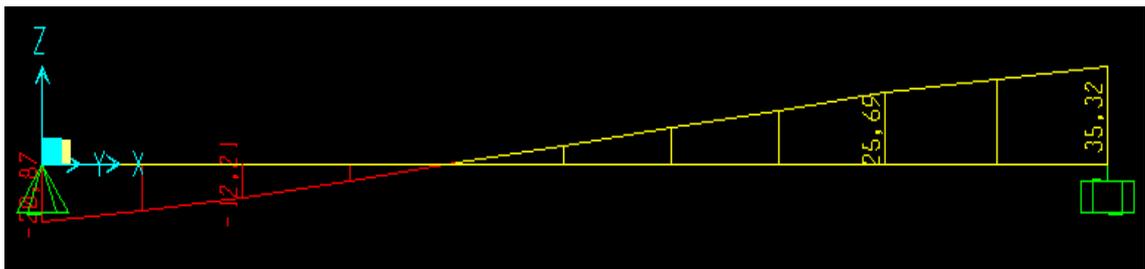


Figure IV.15 : Diagrammes des efforts tranchant d'escalier.

E.L.U :

Notre escalier est double appuis à deux extrémités

$$\left\{ \begin{array}{l} Tu^{\max} = 37.84 \text{ KN} \\ M_{\text{travée}}^{\max} = 16.55 \text{ kNm} \\ M_{\text{appui}}^{\max} = 31.88 \text{ kNm} \end{array} \right.$$

IV.2.4.4. Calcul ferrailage Des Armatures:

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
Tel que : b=100cm ; h=20cm
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur
(organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} , f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} , f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} , \gamma_b = 1,5 , d=0,9h=16,2, \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$
$$\gamma_s = 1,15 ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau IV.10 : Ferrailage de l'escalier

	Mu (kN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Fc28	γ_b	Fbc	U	α	Z (cm)	σ_s	As (cm ²)
$M_{\text{travée}}^{\max}$	16,55	100	20	18	25	1,5	14,17	0,036	0,046	17,67	348	2,69
M_{appui}^{\max}	37,84	100	20	18	25	1,5	14,17	0,082	0,108	17,22	348	6,31

	Choix	As (cm ²)
$M_{\text{travée}}^{\max}$	4T12	4.52
M_{appui}^{\max}	2T14+4T12	7.6

Espacement :

- En travée : $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend : esp=25cm

- Sur appui : $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend : esp=25cm

Armature de répartition :

▪ **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=25cm

▪ **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.58 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 3.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=25cm

IV.2.4.5. Vérification:

a. Condition de non fragilité [1] :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.41 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2.41 \text{ cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 7.6 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2.41 \text{ cm}^2$ vérifiée

b. Effort tranchant (BAEL91.ArtA5.1.2) [1] :

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = 2.5 \text{ (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b * d} = \frac{37.84 * 10^3}{1000 * 180} = 0.21\text{Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow CV$$

▪ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 37.84 * 10^3 - \frac{31.88 * 10^3}{0,9 * 180} = 37.643 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,21 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2.5. Les escalier 1^{er} => 8^{ème}

IV.2.5.1 Prédimensionnement des escaliers :

On prend :

- le nombre de contre marche n= 11
- le nombre des marches n-1= 10

Alors :

$$H = \frac{3,74}{2} = 1,87m$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{187}{11} = 17 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow \quad \boxed{h = 17\text{cm}}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{10} = 24 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow \quad \boxed{g = 24\text{cm}}$$

Vérification de l'équation de «BLONDEL»

$$\left\{ \begin{array}{l} (54 \leq g + 2h \leq 58) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \longleftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h+g = 58 \text{ cm} \\ h=17 \text{ cm} \\ g=24 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ vérifiée}$$

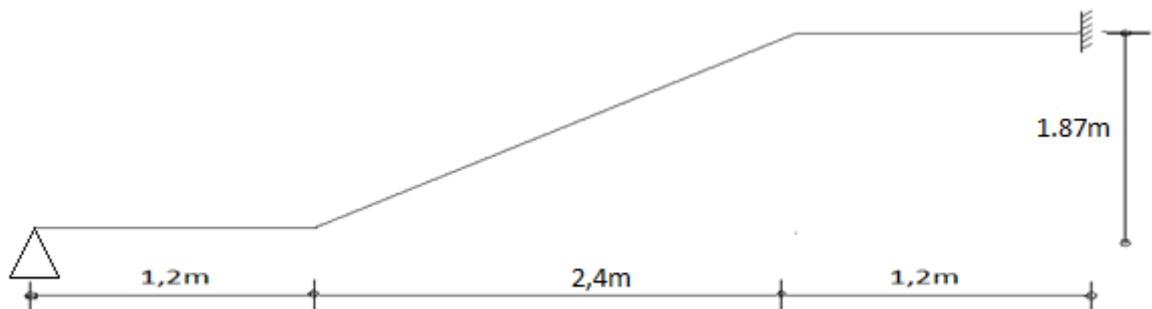


Figure. IV.16 : Schéma statique de l'escalier (2^{ème} volée)

a .Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 18.13cm \leq e \leq 27.2cm$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,2 + 1,2 = \sqrt{(2.4)^2 + (1.87)^2} + 1,2 + 1,2 = 5.44 m$$

On prend donc l'épaisseur $e=20$ cm

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

b. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{187}{240} = 0,779 \Rightarrow \alpha = 37.92^\circ$$

III.2.5.2. Evaluation des charges :

a. Palier :

a.1. Charges permanentes :

Tableau IV.11 : Poids propre du palier de repose de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	25	0.50
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.2	25	4.50
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				6.8

a.2. Charge d'exploitation :

$$Q_1=2,50KN/m^2$$

b. Paillasse :

b.1. Charge permanentes:

Tableau IV.12 : Poids propre du Paillasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	25	0.50
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.2 / cos α	25	6.34
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				10.26

b. 2. Charge d'exploitation :

$$Q_2=2,50\text{KN/m}^2$$

Schéma Statique :SAP2000[6]

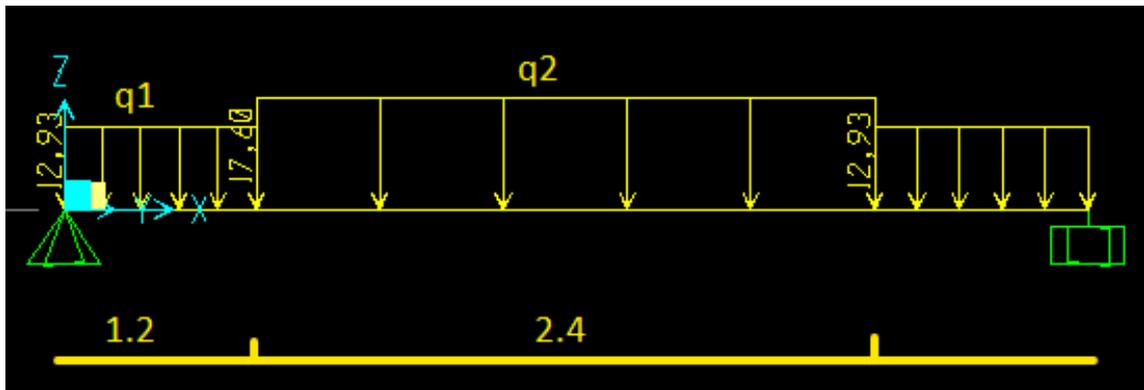


Figure IV.17 : Schéma statique.

IV.2.5.3. Calcul des efforts internes.

Combinaison des charges :

E.L.U :

$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$$

$$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$$

E.L.S :

$$q_{ser1}=G_1+Q_1$$

$$q_{ser2}=G_2+Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableaux IV.13 Tableaux de pré dimensionnement.

Escalier	Pré dimensionnement						Evaluation des charges			
	H (m)	h (m)	g (m)	n	L (m)	e (cm)	α°	G (KN/m ²)		Q (KN/m ²)
N° 02	1.87	0.17	0.24	11	2.4	20	37.92	6.8	12.26	2.5

Tableau IV.14 : Charge à l'ELU et l'ELS

Escalier	Les résultats			
	q_{1u}	q_{2u}	q_{1s}	q_{2s}
N° 02	12.93	17.6	9.3	12.76

- Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant : SAP2000[6]

$L=4,8$ m

ELU :

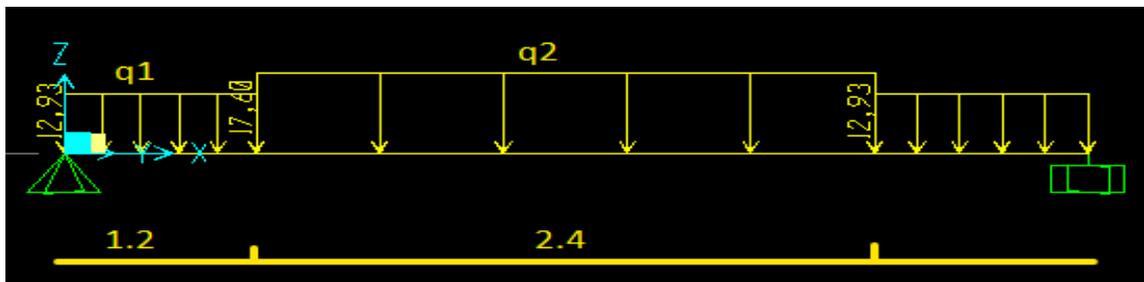


Figure IV.18 : Schéma statique.

ELS :

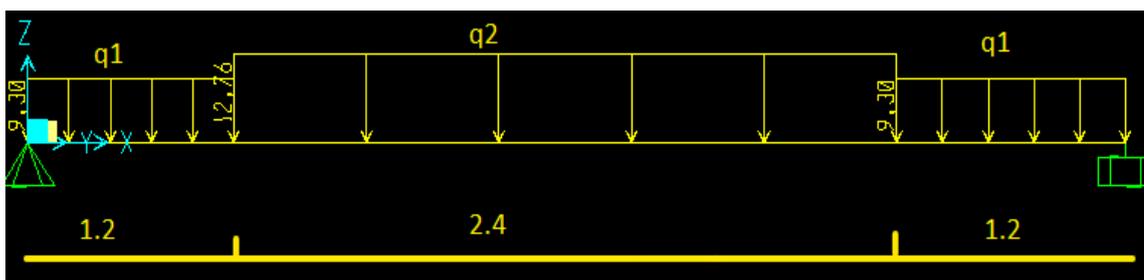
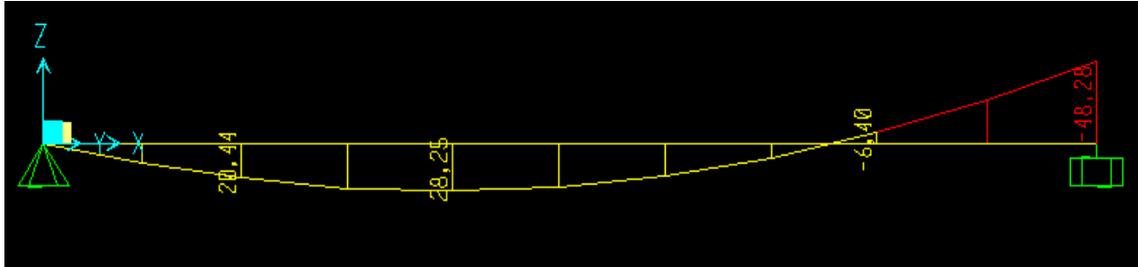


Figure IV.19 : Schéma statique.

- Diagrammes des efforts internes :
 - Moment fléchissant : SAP2000[6]

E.L.U :



E.L.S :

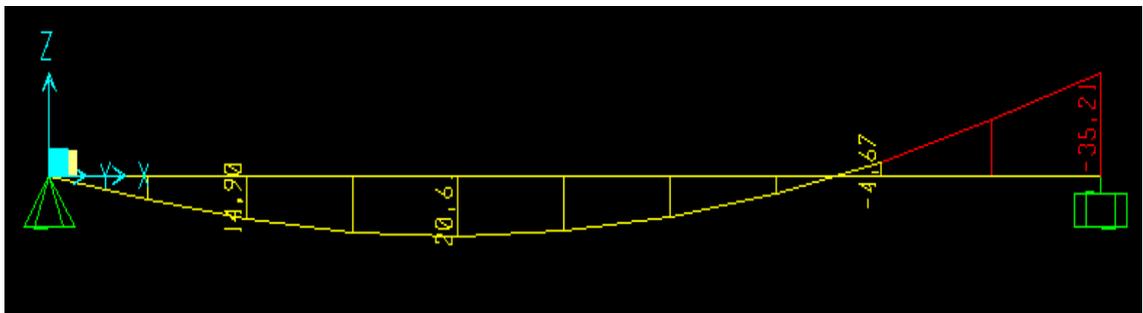
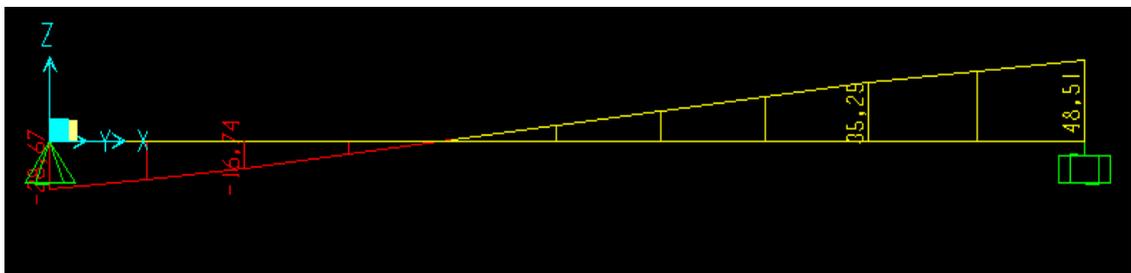


Figure IV.20: Diagrammes des moments fléchissant d'escalier.

Effort tranchant SAP2000[6] :

E.L.U :



E.L.S :

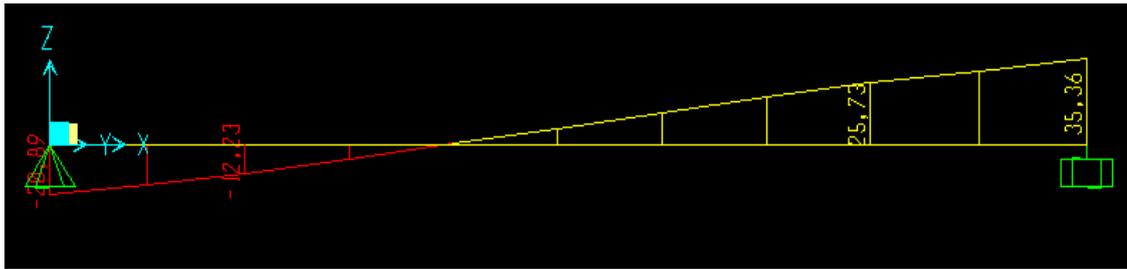


Figure IV.21 : Diagrammes des efforts tranchant d'escalier .

E.L.U :

Notre escalier est double appuis à deux extrémités

$$\left\{ \begin{array}{l} Tu^{\max} = 48.51 \text{ KN} \\ M_{\text{travée}}^{\max} = 28.25 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}}^{\max} = 48.25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

IV.2.5.4. Calcul ferrailage Des Armatures:

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
Tel que : b=100cm ; h=20cm
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur
(organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} , f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} , f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} , \gamma_b = 1,5 , d=0,9h=16,2, \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 ; f_e=500\text{MPa}$$

Tableau IV.15: Ferrailage de l'escalier

	Mu (kN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Fc28	γ_b	Fbc	U	α	Z (cm)	σ_s	As (cm ²)
$M_{\text{travée}}^{\max}$	28.25	100	20	18	25	1,5	14,17	0.062	0.079	17.43	348	3.73
M_{appui}^{\max}	48.25	100	20	18	25	1,5	14,17	0.105	0.139	17.00	348	6.53

	Choix	As (cm ²)
$M_{\text{travée}}^{\max}$	2T12+2T10	3.84
M_{appui}^{\max}	6T12	6.78

Espacement :

▪ **En travée :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend : esp=25cm

▪ **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend : esp=25cm

Armature de répartition :

▪ **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 1.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=25cm

▪ **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.695 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 3.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=25cm

IV.2.5.5. Vérification:

a. Condition de non fragilité [1]:

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.74 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 3.84 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.74 \text{ cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 6.78 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.74 \text{ cm}^2$ vérifiée

b. Effort tranchant (BAEL91.ArtA5.1.2) [1]:

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = 2.5 \text{ (la fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b * d} = \frac{48.51 * 10^3}{1000 * 180} = 0.27\text{Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow CV$$

▪ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 48 \cdot 51 \cdot 10^3 - \frac{48 \cdot 25 \cdot 10^6}{0,9 \times 180} = -249 \cdot 32 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,27 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CHAPITRE V
ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

V.1. INTRODUCTION :

- Une grande partie de notre pays est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques.
- Ces dernières engendrent d'importants dégâts et même la ruine des constructions.

L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister Aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles seront soumises ; c'est pourquoi, elles doivent être conçues conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à fournir un degré de protection acceptable. La force sismique s'applique à la base de la construction et se repartie au niveau de chaque planche

V.2. ÉTUDE DYNAMIQUE :

- L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique, permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

V.2.1. CARACTERISTIQUE DYNAMIQUES PROPRES :

- Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.
- Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $[M]$: Matrice de masse de la structure.
- $[K]$: Matrice de rigidité de la structure.
- $\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations.
- $\{x\}$: Vecteur des déplacements.

- L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.
- Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- $\{A\}$: Vecteur des amplitudes.
 - ω : Fréquence de vibration.
 - φ : Angle de déphasage.
- Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

- Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

- Ce système d'équation est un système à (n) inconnues " A_i ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée "**Equation caractéristique**".

- En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental $(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale Shape).

V.3. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE:

- L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.
- La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. [5].
- En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.
- Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant

Depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du **SAP2000 ET ETABS**[6][5].

V.3.1. MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ:

- La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :
 - Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
 - Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
 - Chaque voile est modélisée par élément coque (Shell) nœuds (rectangulaire).
 - Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformables pour les planchers à corps creux ou les dalles pleines).
 - Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.2. MODÉLISATION DE LA MASSE:

- Pour la masse des planchers ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 modifié en 2003**[2] avec $(\beta = 0,2)$.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, poutres et les voiles est prise égale à celle du béton à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

V.4. ETUDE SISMIQUE :

V4.1. INTRODUCTION :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS V17** [5], qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

V.4.2. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL :

- En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "**RPA99 modifié en 2003**" [2]. Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;
 - ❖ La méthode statique équivalente.
 - ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.
 - ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car une hauteur supérieur à 7m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour

l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.4.3. SPECTRE DE RÉPONSE :

- Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

- g : Accélération de la pesanteur
- A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du « **groupe IB** » (Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya Blida (**zone III**) + **groupe IB**.

Donc : A=0,3.

- ❖ η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

- ❖ ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=7%).
- ❖ R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- ❖ R=4 (Portiques contreventés par des voiles).
- ❖ T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : T₁=0,15 s et T₂=0,5s).

- ❖ Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,1

Tableaux V.1 : Facteur de qualité.

$$\text{Donc } \therefore Q_x = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1.2$$

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

V.4.4. RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL :

- L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le « **RPA99 modifié en 2003** » [2]. est relative à la résultante des forces sismiques.
- En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V_t < 0,8V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse

(Forces, déplacements, moments,.....) Par le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

V.4.5. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE PAR LA MÉTHODE STATIQUE ÉQUIVALENTE :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

- W = poids de la structure, il est calculé de manière automatique.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale T de la structure.

- Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « **RPA99 modifié en 2003** » [2].

$$\text{Soit : } T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

$$\text{Soit : } T_f = C_T (h_N)^{3/4}$$

Où :

- h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N
- L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.
- C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a : des portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie $\Rightarrow C_T = 0,05$.

- $T_f = 0,050 (34,75)^{3/4} = 0,71 \text{ s.}$

On a : $h_N = 34,42\text{m}$

- Selon x-x : $L_x = 37,75 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0,5 \text{ s}$
- Selon y-y : $L_y = 22,37 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0,65\text{s}$

$$\Rightarrow \mathbf{T = \min (0.5 ; 0.65) = 0.5}$$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15\text{s} & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50\text{s} & (\text{site3}) \end{cases} \rightarrow T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3\text{s} \Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5 (0,8819) \left(\frac{0,5}{0,53} \right)^{2/3} = 2,19$$

$$D_y = 2,5 (0,8819) \left(\frac{0,5}{0,72} \right)^{2/3} = 1,8$$

V.5. RÉSULTATS DE L'ANALYSES DYNAMIQUE :

V.5.1. CARACTÉRISTIQUE DYNAMIQUE PROPRES DU MODÈLE INITIAL[5] :

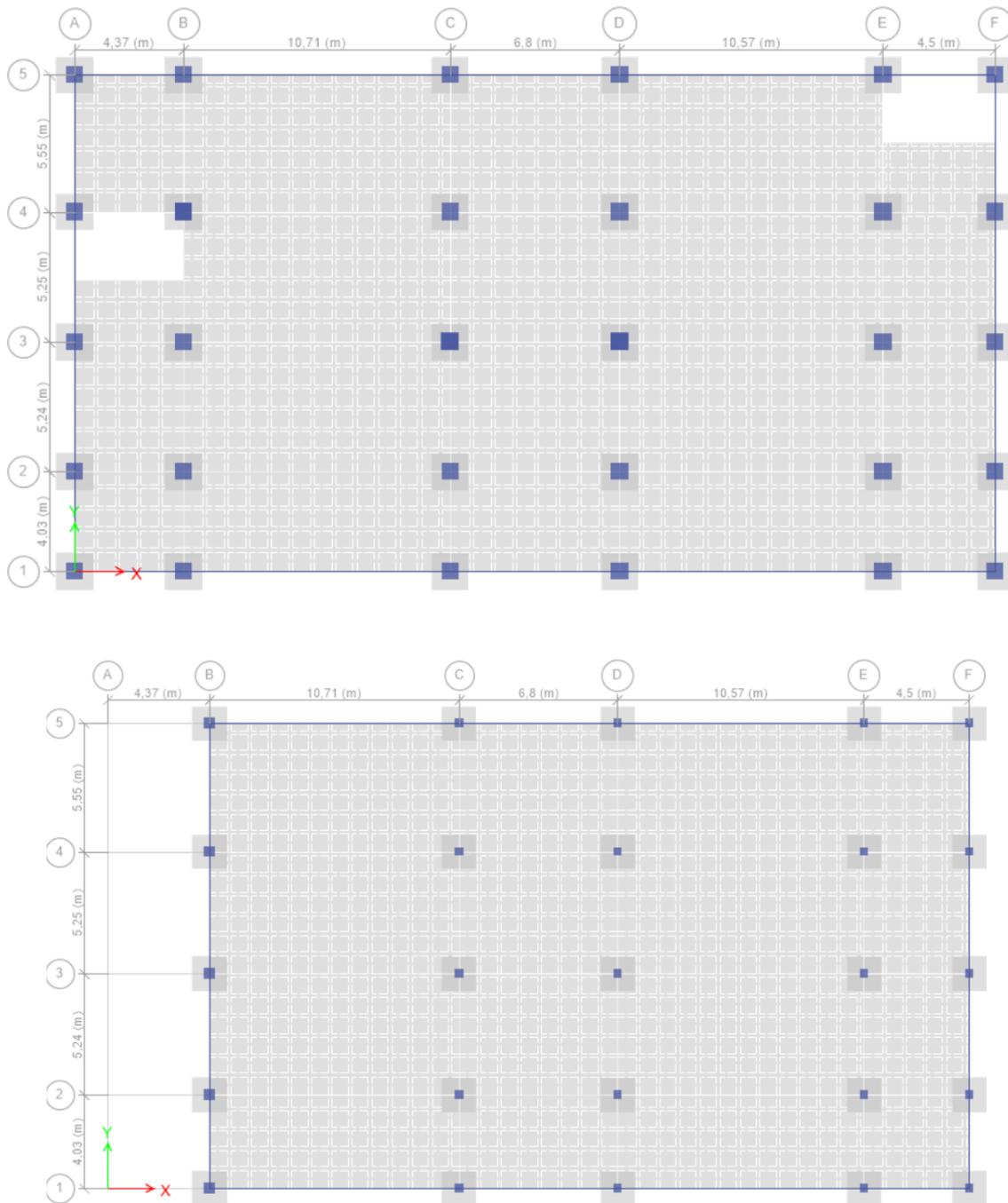


FIGURE VI.1 : MODEL INITIAL.

V.5.1.1. Période et participation massique du modèle initial[5] :

Tableau. V.2:Période et participation massique du modèle initial.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1,292	0,7327	0,0049	0	0,7327	0,0049
Modal	2	1,285	0,005	0,7368	0	0,7377	0,7417
Modal	3	0,913	5,229E-06	0,0044	0	0,7377	0,7461
Modal	4	0,528	0,1233	0,0002	0	0,861	0,7463
Modal	5	0,506	0,0003	0,1252	0	0,8612	0,8716
Modal	6	0,398	0,002	0,0001	0	0,8632	0,8716
Modal	7	0,3	0,0601	1,193E-05	0	0,9233	0,8716
Modal	8	0,289	1,726E-05	0,0541	0	0,9233	0,9257

Constatations : L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- ❖ Une période fondamentale : $T=1,292s$.
- ❖ Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- ❖ Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- ❖ La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.

V.5.2. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS INTER ÉTAGES:

- L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 [2]**, concerne les déplacements latéraux inter étages.
- En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003[2]** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

$$\text{Avec : } \bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

- Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).
- δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Tableau V.3 : Vérification des déplacements inter étages du modèle initial. [5]

SENS X-X

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	δ_{eK}^x	δ_K^x	Δ_K^x	$\bar{\Delta}$	OBS
			mm	mm	mm	mm	mm	mm	
Story9	D9	Ex	67,898	11,283	68,8291	275,3164	29,57121	37,4	V
Story8	D8	Ex	60,674	9,648	61,43629	245,7452	33,00878	37,4	V
Story7	D7	Ex	52,555	8,156	53,1841	212,7364	34,12327	37,4	V
Story6	D6	Ex	44,128	6,829	44,65328	178,6131	34,419	37,4	V
Story5	D5	Ex	35,622	5,529	36,04853	144,1941	35,05548	37,4	V
Story4	D4	Ex	26,959	4,203	27,28466	109,1387	34,43481	37,4	V
Story3	D3	Ex	18,451	2,89	18,67596	74,70384	31,23329	37,4	V
Story2	D2	Ex	10,737	1,68	10,86764	43,47055	26,5706	37,4	V
Story1	D1	Ex	4,175	0,648	4,224989	16,89995	16,89995	45	V

SENS Y-Y

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	δ_{eK}^y	δ_K^y	Δ_K^y	$\bar{\Delta}$	OBS
			mm	mm	mm	mm	mm	mm	
Story9	D9	Ey	8,392	85,877	86,28606	345,1443	41,97972	37,4	NV
Story8	D8	Ey	7,69	75,4	75,79113	303,1645	35,42505	37,4	V
Story7	D7	Ey	6,617	66,607	66,93487	267,7395	42,12383	37,4	NV
Story6	D6	Ey	5,552	56,13	56,40391	225,6157	42,25289	37,4	NV
Story5	D5	Ey	4,513	45,618	45,84069	183,3628	43,73034	37,4	NV
Story4	D4	Ey	3,442	34,738	34,90811	139,6324	43,74586	37,4	NV
Story3	D3	Ey	2,372	23,854	23,97164	95,88657	40,36151	37,4	NV
Story2	D2	Ey	1,385	13,812	13,88127	55,52507	34,31485	37,4	V
Story1	D1	Ey	0,53	5,276	5,302554	21,21021	21,21021	45	V

V.5.1.2. Résultantes des forces sismiques [5] :

sens	A	D	Q	R	W (kN)	V	0,8V (kN)	Vt (kN)	r
X-X	0,25	2,12	1,2	4,0	181922,4635	2988,04	2390.43	2246.7	1.12
Y-Y	0,25	1.73	1,2	4,0	181922,4635	2455,92	1964.7	1746.6	1.1

❖ Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux et des poutres déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

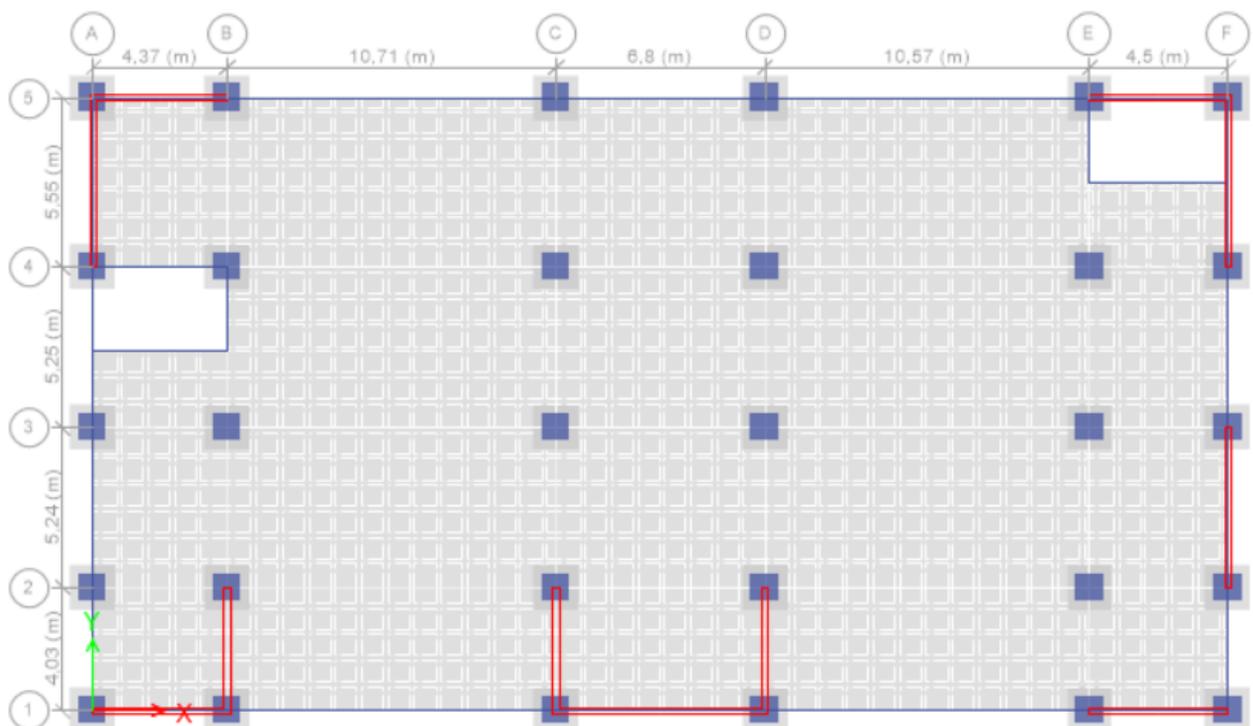
- L'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment à dépasser les 8 mètres en zone III.

Ce qui d'après le « **RPA99 modifié en 2003** » [2] rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

- Les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voiles nécessaires à rajouter et la position des voiles rajouté.

Après Plusieurs essais ont on arrive au modèle final représentés ci-après :

CARACTÉRISTIQUE DYNAMIQUE PROPRES DU MODÈLE FINAL[5] :



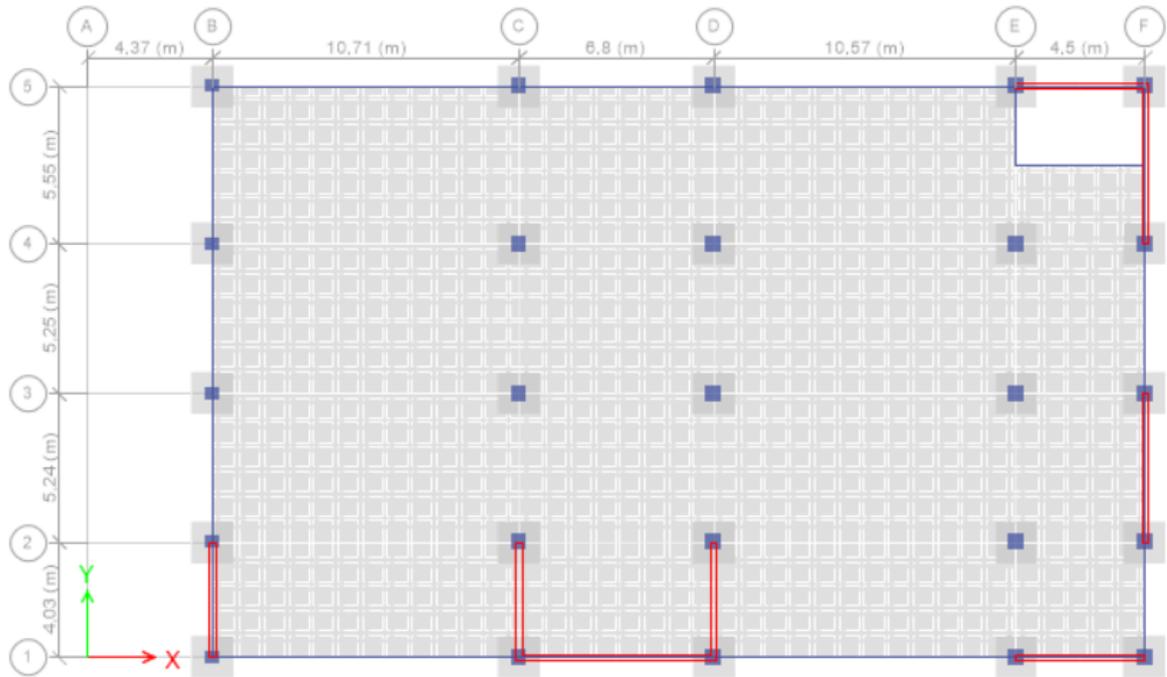


Figure V.2: Modèle FINAL

V.5.3 Période et participation massique du modèle final :

Tableau. IV.8: Période et participation massique du modèle final.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,62	0,0252	0,6465	0	0,0252	0,6465	0
Modal	2	0,583	0,6511	0,0233	0	0,6763	0,6698	0
Modal	3	0,396	0,009	0,0004	0	0,6853	0,6703	0
Modal	4	0,173	0,0325	0,1536	0	0,7178	0,8239	0
Modal	5	0,166	0,1604	0,0393	0	0,8782	0,8632	0
Modal	6	0,114	0,0054	0,0098	0	0,8837	0,873	0
Modal	7	0,088	0,0304	0,0355	0	0,9141	0,9085	0
Modal	8	0,082	0,033	0,0322	0	0,9471	0,9407	0
Modal	9	0,058	5,579E-07	0,0005	0	0,9471	0,9412	0
Modal	10	0,058	0,0005	5,579E-07	0	0,9476	0,9412	0
Modal	11	0,058	0,0044	0,0118	0	0,952	0,953	0
Modal	12	0,054	0,0233	0,0002	0	0,9753	0,9532	0

❖ **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- ❖ Une période fondamentale : $T=0,62s$.
- ❖ Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y
- ❖ Le 2^{ème} est un mode de translation parallèlement à X-X.
- ❖ La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7^{ème} mode.

V.5.4.2 Résultantes des forces sismiques [5] :

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V	0,8V (kN)	V(etabs)	r
X-X	0,25	2,12	1,2	3.5	955526	19431.18	15544.9	16861.8	1
Y-Y	0,25	1.73	1,2	3.5	955526	15970.83	12776.6	14580	1

V.5.4 Vérification de l'effort normal réduit :

D'après le (RPA 99 v2003 l'article 7.4.3.1) [2] :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme l'effort normal de compression de calcul est limiter par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{Bx \int c28} \leq 0.3$$

Avec :

N :effort normal maximal.

B :section du poteau.

$\int c28$:lerésistancecaractéristique de béton a 28 jours.

Niveau	Section (cm ²)	N	V	$V \leq 0.3$
8 ^{ème} étage	45x45	656.18	0.12	Obs
7 ^{ème} étage	55x55	1981	0.26	Obs
6 ^{ème} étage				
5 ^{ème} étage	70x70	3651.17	0.298	Obs
4 ^{ème} étage				
3 ^{ème} étage				
2 ^{ème} étage	90x90	6008.9	0.29	Obs
1 ^{er} étage				
RDC				

Remarque :

L'Effort N est tiré du logiciel ETABS pour chaque section du poteau en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismique suivante :

- GQEx
- GQEy
- 0.8GQEx
- 0.8GQEy

V.5.5 Vérification des déplacements inter étage model final :

Tableau V.4 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final[5].

SENS X-X

Story	Diaphragme	Load Case/Combo	UX	UY	δ_{eK}^y	δ_K^y	Δ_K^y	$\bar{\Delta}$	OBS
			mm	mm	mm	mm	mm	mm	
Story9	D9	Ex	32,195	3,759	32,4137	129,6548	17,80399	37,4	V
Story8	D8	Ex	27,779	3,2	27,9627	111,8508	17,62606	37,4	V
Story7	D7	Ex	23,384	2,843	23,55619	94,22476	17,27008	37,4	V
Story6	D6	Ex	19,099	2,314	19,23867	76,95468	16,84909	37,4	V
Story5	D5	Ex	14,92	1,785	15,0264	60,10559	16,20926	37,4	V
Story4	D4	Ex	10,898	1,29	10,97408	43,89633	14,77669	37,4	V
Story3	D3	Ex	7,23	0,851	7,279911	29,11964	12,33469	37,4	V
Story2	D2	Ex	4,168	0,486	4,196239	16,78496	9,968639	37,4	V
Story1	D1	Ex	1,693	0,194	1,704079	6,816316	6,816316	45	V

SENS Y-Y

Story	Diaphragme	Load Case/Combo	UX	UY	δ_{eK}^y	δ_K^y	Δ_K^y	$\bar{\Delta}$	OBS
			mm	mm	mm	mm	mm	mm	
Story9	D9	Ey	2,613	31,75	31,85734	127,4294	18,07972	37,4	V
Story8	D8	Ey	2,258	27,244	27,33741	109,3496	16,5894	37,4	V
Story7	D7	Ey	1,961	23,107	23,19006	92,76025	17,5651	37,4	V
Story6	D6	Ey	1,595	18,731	18,79879	75,19515	17,12157	37,4	V
Story5	D5	Ey	1,244	14,465	14,51839	58,07358	16,20375	37,4	V
Story4	D4	Ey	0,908	10,428	10,46746	41,86983	14,46348	37,4	V
Story3	D3	Ey	0,603	6,825	6,851586	27,40634	11,99861	37,4	V
Story2	D2	Ey	0,35	3,836	3,851934	15,40774	9,408023	37,4	V
Story1	D1	Ey	0,144	1,493	1,499928	5,999713	5,999713	45	V

REMARQUE :

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le (RPA99 version 2003) [2]

V.6. JUSTIFICATION AU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'*PRPA99 v2003*, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.*

Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :

Sens x

Tableau V-5 Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x

Portique	NIV	$V_{voile}(\%)$	$V_{Tot}(\%)$	$V_{voile}(kN)$	$V_{Tot}(kN)$
1	RDC	1153.9	1262.38	91%	100%
	1 ^{er}	1162.5	1272.67	89%	100%
	2 ^{ème}	1035.15	1133.37	90%	100%
5	RDC	800.51	931.01	85%	100%
	1 ^{er}	787.84	921.44	85%	100%
	2 ^{ème}	697.47	841.84	82%	100%

Sens-y

Tableau V-6 Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y

Portique	NIV	$V_{voile}(\%)$	$V_{Tot}(\%)$	$V_{voile}(kN)$	$V_{Tot}(kN)$
A	RDC	919.32	1060.9	86%	100%
	1 ^{er}	1145.61	1246.01	91%	100%
	2 ^{ème}	1144.86	1232.12	91%	100%
B	RDC	533.81	640.77	83%	100%
	1 ^{er}	663.63	739.32	89%	100%
	2 ^{ème}	645.92	720.96	89%	100%
C, D	RDC	468.24	538.01	86%	100%
	1 ^{er}	961.92	1095.4	87%	100%
	2 ^{ème}	1145.91	1332.3	85%	100%
F	RDC	1654.4	1825.03	90%	100%
	1 ^{er}	1963.92	2117.96	92%	100%
	2 ^{ème}	1866.9	2048.1	91%	100%

Remarque :

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Donc On changera notre coefficient de comportement a $R=3.5$ (cat.2 Voiles porteurs)

CHAPITRE VI :
Ferraillage des éléments résistants

VI.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence **le BAEL 91 modifié 99[1], CBA 93 et le RPA99 version 2003[2]**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles

VI.2 Ferrailage de poteau plus sollicité :

VI.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET
- Section entièrement comprimée SEC
- Section partiellement comprimée SPC

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau VI.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	434
Accidentelle	1,15	30	22,17	1	500	500

VI.2.2 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a- Selon CBA 93 :

Situation durable :

$$\underline{\text{ELU}} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\underline{\text{ELS}} : G + Q$$

b- Selon RPA 99 :

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases}$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

VI.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003[2] :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

$A_s^{\min} = 0,9\% B$ selon **RPA99 version 2003**[2]

N.B : On utilise Le logiciel de **SOCOTEC**[8] pour le ferrailage des sections.

a)-Ferrailage des poteaux :

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.2 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	-8474.8	63.59	SEC	0	0	72.9
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70X70	-5331.48	183.265	SEC	0	0	44.1
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	-261.28	147.09	SPC	4.09	0	27.2
8 ^{eme}	45X45	-973.31	218.33	SPC	7.61	0.34	18.22

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau VI.3 : Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{corr} , N^{\min}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{\max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	-1307.54	62.97	SEC	0	0	72.9
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70X70	-2259.16	563.48	SPC	2.21	0	44.1
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	-1271.87	361.65	SPC	9.24	0	27.2
8 ^{eme}	45X45	-473.47	324.28	SET	20.27	1.86	18.22

c. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.4 : Ferrailages des poteaux en situation durable ($N^{\text{corr}}, M^{\text{max}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	-1307.54	62.97	SEC	0	0	72.9
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70x70	-442.32	59.8	SEC	0	0	44.1
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	-178.12	46.72	SEC	0	0	27.2
8 ^{eme}	45X45	-272.64	145.4	SPC	6.1	0	18.22

2. Situation accidentelle :

Combinaison : G+Q+E

a. ($N^{\text{max}}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\text{max}}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	-6008	-356.42	SEC	0	0	72.9
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70X70	-3651.17	257.1	SEC	0	0	44.1
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	-2027.06	204.86	SEC	0	0	27.2
8 ^{eme}	45X45	-782.98	180.03	SPC	2.79	0	18.22

b. ($N^{\text{corr}}, M^{\text{max}}$)

Tableau VI.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\text{corr}}, M^{\text{max}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	-2928.33	753.38	SEC	0	0	72.9
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70X70	-1711.8	739.11	SPC	10.86	0	44.1
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	-1195.37	411.04	SPC	8.79	0	27.2
8 ^{eme}	45X45	-353.14	347.89	SPC	18.09	0	18.22

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau VI.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	-162.19	124.44	SPC	1.31	0	72.9
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70X70	-77.75	37.08	SEC	0.38	0	44.1
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	13.57	117.17	SPC	4.71	0	27.2
8 ^{eme}	45X45	-155.38	209.8	SPC	9.93	0	18.22

• Combinaison : **0,8G+E**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	-4369.38	-358.75	SEC	0	0	72.9
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70X70	-2863.04	199.28	SEC	0	0	44.1
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	-1456.94	44.27	SEC	0	0	27.2
8 ^{eme}	45X45	-585.45	-182.08	SPC	4.49	0	18.22

b. (N^{corr} , M^{\max}) :

Tableau VI.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{corr} , M^{\max}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{\max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	-1576.17	618.47	SEC	0	0	72.9
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70X70	-1035.87	596.52	SPC	10.5	0	44.1
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	-360.89	421.97	SPC	15.73	0	27.2
8 ^{eme}	45X45	-262.64	269.16	SPC	12.89	0	18.22

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau VI.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{corr} , M^{max}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{ min}}$ RPA
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	189.25	45.96	SPC	5.36	0	72.9
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70X70	131.73	87.46	SPC	4.25	0	44.1
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	13.57	117.17	SPC	5	0	27.2
8 ^{eme}	45X45	-100.83	180.35	SPC	8.66	0	18.22

VI.2.4. Choix des armatures :

1)- choix de ferrailage des poteaux :

Tableau VI.11 : Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	A_s^{\max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{\max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	5.36	72.9	486	324	16T25	78.56
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70X70	10.86	44.1	294	196	4T25+8T20	44.76
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	15.73	27.2	181.5	121	4T20+8T16	28.64
8 ^{eme}	45X45	20.27	18.22	121.5	81	4T20+8T16	28.64

VI.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton** : $\sigma_{\text{bc}} = 18 \text{ Mps}$

● **Acier**:

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_j} \right) \right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{3} f_e, 110 \eta \right)$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250\text{MPa}$.

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($M^{\text{corr}}, N^{\text{Max}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\max} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	Sollicitation
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	-6124.81	45.6	78.56	SEC
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70X70	-3856.54	131.34	44.76	SEC
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	-1822	105.8	28.64	SEC
8 ^{eme}	45X45	-710.62	-157.8	28.64	SEC

σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
90,7	250	6,1	15	OK
110,7	250	7.68	15	OK
100	250	7.16	15	OK
109,6	250	8,68	15	OK

b. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableaux VI.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\min} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	Sollicitation
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	-948.95	45.34	78.56	SEC
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70X70	-321.06	43.21	44.76	SEC
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	-129.49	33.81	28.64	SPC
8 ^{eme}	45X45	-199.93	106.57	28.64	SPC

σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
16.6	250	1.15	15	OK
13.7	250	1.01	15	OK
15.3	250	1.23	15	OK
60.2	250	5,13	15	OK

c. (N^{corr}, M^{max}) :

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{corr}, M^{max})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{corr} (kN)	M_{ser}^{max} (kN.m)	Section	Sollicitation
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	-3074.63	371.19	78.56	SEC
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70X70	-1639.78	-404.87	44.76	SPC
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	-1197.89	231.7	28.64	SPC
8 ^{eme}	45X45	-347.81	235.82	28.64	SPC

σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
67,6	250	4,9	15	OK
98.3	250	7.62	15	OK
114.7	250	8.88	15	OK
127,9	250	11,1	15	OK

VI.2.6 Vérification De L'effort Tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 : [1]

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon RPA99 ver.2003 : [2]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda < 5$$

Avec :

$$\lambda: \text{L'élanement du poteau} \left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ _u BAEL (MPa)	Vérification
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	308.43	0.42	12.12	0,075	1.87	2.5	OK
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70X70	323.9	0.73	15.58	0,075	1.87	2.5	OK
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	199.96	0.73	19.83	0,075	1.87	2.5	OK
8 ^{eme}	45X45	187.1	1.02	24.24	0,075	1.87	2.5	OK

VI.2.7 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99**[1] et celles du **RPA99 version 2003**[2] ; elles sont données comme suit :

Selon BAEL91 modifié 99 : [1]

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_t \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

• **Selon le RPA99 version 2003 : [2]**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10 \phi_t \right) \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c = 500$ MPa.

➤ Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux

Tableau VI.16 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	16T25	25	10	25
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70X70	4T25+8T20	20	10	20
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	4T20+8T16	16	10	16
8 ^{eme}	45X45	4T20+8T16	16	10	16

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau VI.17: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC=> 2 ^{eme}	90X90	3.15	3.5	3.75	308.43	N	10	0.25	6T8	3
						C	25	0.625	6T8	3
3 ^{eme} => 5 ^{eme}	70X70	2.618	2.9	3.75	323.9	N	10	0.34	4T8	2.01
						C	20	0.69	4T8	2.01
6 ^{eme} => 7 ^{eme}	55X55	2.618	4.76	3.75	199.96	N	10	0.27	4T8	2.01
						C	16	0.43	4T8	2.01
8 ^{eme}	45X45	2.618	5.81	2.5	187.1	N	10	0.31	4T8	2.01
						C	16	0.49	4T8	2.01

VI.2.8 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\text{Ø}_l$ en zone III.

Pour :

- Ø=25mm.....L_r=125cm
- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm

VI.2.9. Ferrailage des Poteaux du Sous-sol

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm^2
 α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$ poteau carrée
 L_f : Longueur de flambement.
 i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
 I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
 $B_r = (a-0,02)^2$ [m^2]. Poteau carré
 N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.
 La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de:

$$N_{u(RDC)} = 8496,4327 \text{ KN}$$

D'après ETABS $N_{u1} = 1111,2 \text{ KN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = 8607,63 \text{ KN}$$

b. Calcul du ferrailage :

Le sous-sol est de section carré $B = 90 \times 90 \text{ cm}^2$

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 25,98$

- $\lambda = \frac{0.7 \times 3.74 \times 10^2}{25.98} = 10.07 < 90$
- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.83$
- $Br = (90-2)^2 = 7744 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s = -91.33 \text{ cm}^2 < 0$$

Le ferrailage se fait par rapport $A_s^{\min} = 0.9\% B$ selon RPA99 version 2003

$$A_s = A_s^{\min} = 72.9 \text{ cm}^2.$$

Donc : 16T25

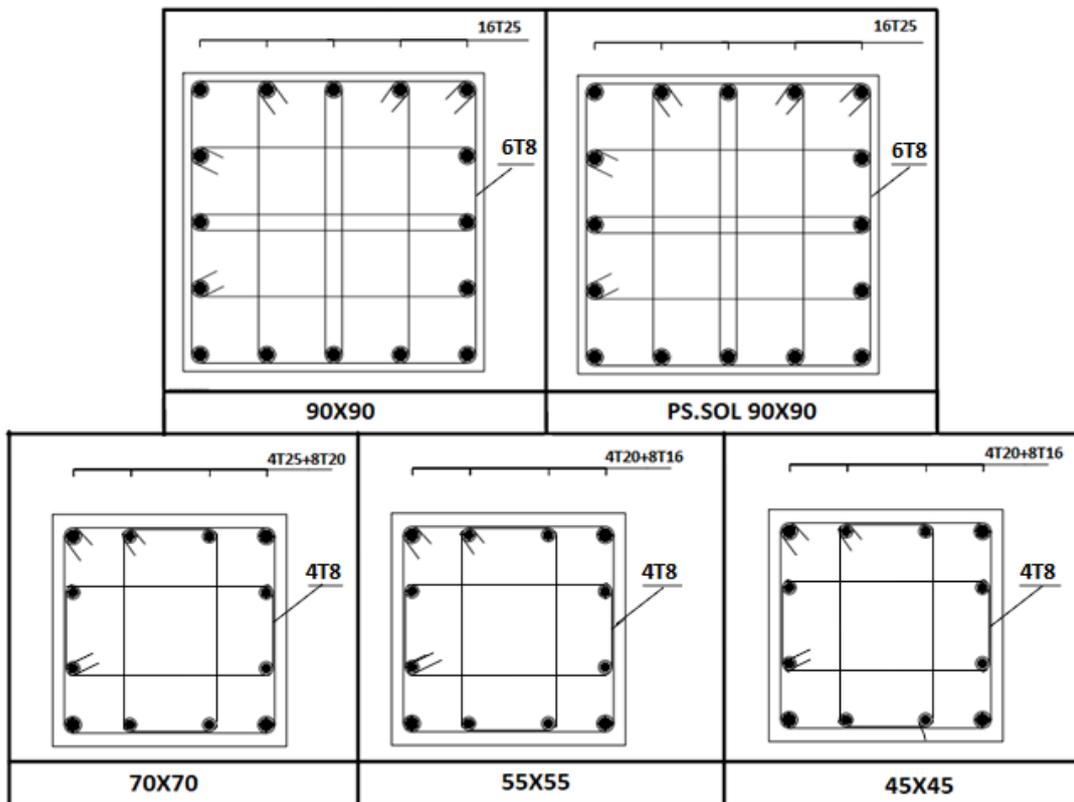


Figure VI.1 :schéma de ferrailage poteaux

VI.3 Ferrailage des poutres périphérique :

VI.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 : [3]

Situation durable :

ELU: $1.35 G + 1.5 Q$

ELS: $G + Q$

b. Selon RPA 99 : [2]

Situation accidentelle

$0.8 G \pm E$

$G + Q \pm E$

VI.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003[2] :

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

- **Situation durable:**

Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$.

Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

- **Situation accidentelle:**

Béton: $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.

Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

VI.3.3 Calcul de ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS[5]** .

On dispose un seule types de poutres dans les deux directions :

- Poutres principales 80X40(cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour le type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau VI.18: Ferrailage des poutres 80X40.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN×m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
	80X40	80X40	Travée	521.49	18.54
Appui			-611.44	22.54	0

b- Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau VI.19: Ferrailage des poutres 80X40.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN×m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
	80X40	80X40	Travée	466.86	13.9
Appui			-741.41	23.19	0

c- Situation accidentelle : 0.8G +E

Tableau VI.20 : Ferrailage des poutres porteuses 80X40

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN×m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	80X40	Travée	-627.53	12.34	0
		Appui	417.66	19.22	0

Choix des armatures :

➤ Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau VI.21 : Choix des armatures pour les poutres 80X40.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
	80X40	Travée	128	192	16	18.54	6T20	18.84
		Appuis				23.19	8T20	25.12

VI.3.4- Condition de non fragilité : [1]

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{MPa} ; f_e = 500 \text{MPa}$$

Tableau VI.22: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _s ^{choisi} _(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
80X40	18.54	2.78	Vérifiée

VI.3.5- Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton**

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- **Acier**

Fissuration préjudiciable :
$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau VI.23: Vérification des poutres (80X40) à l'ELS

	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Niveaux	Travée	382.85	8,91	15	83,8	250	OK
	Appui	-438.52	10,2		96		

Vérification de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :
$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPA}) = 2.5\text{MPa}$. (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié 99[1]**.

Tableau VI.24: Vérification de la contrainte de cisaillement

Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
80X40	399.21	1.38	2.5	OK

V.3.6-Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 ($f_e=500$ MPa).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : \rightarrow
$$\begin{cases} S_t = \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 : \rightarrow
$$\begin{cases} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t \right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_t ; \frac{b}{10} \right) = 1.6 \text{ cm}.$

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.25: calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		A_t (cm ²)	A_{tmin} (cm ²)	Choix	A_t^{adop}
			S_t (cm)	S_t (cm)ZN	S_t (cm)ZC				
80X40	399.21	1.38	40	19.2	40	3	2.3	6T8	3

VI.3.7-Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\phi$ (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. $\phi=20\text{mm}$ $L_r=100\text{cm}$
- b. $\phi=16\text{mm}$ $L_r=80\text{cm}$

V.3.8-Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

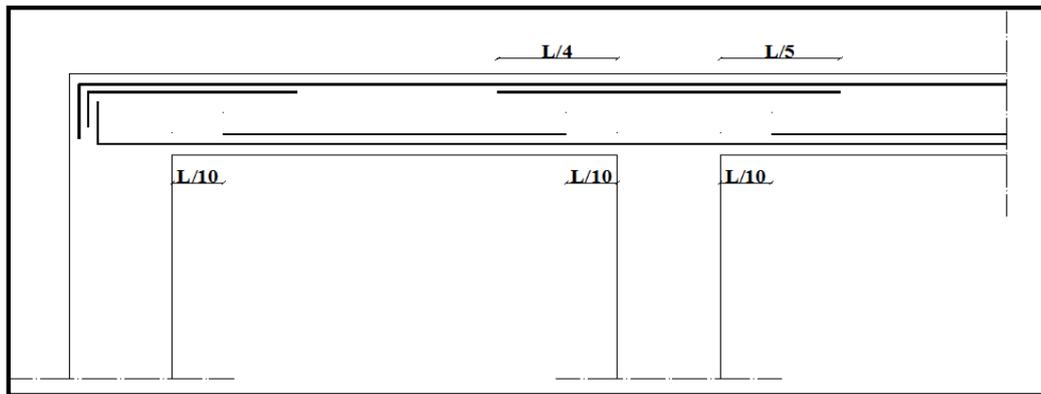


Figure VI.2 : Arrêt des barres.

VI.3.9-Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_r = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : $f_1 = 0.5 + \frac{L}{500} = 2.64\text{cm} \Rightarrow L = 10.71\text{m} > 5\text{m}$

$f_2 = 0.5 + \frac{L}{500} = 1.55\text{cm} \Rightarrow L = 5.25 > 5\text{m}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- *Moment d'inertie de la section homogène I_0 :*

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15 A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

Tableau VI.26: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur r (m)	M _{ser} KNm	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δf _t (cm)	\bar{f} (cm)
80X40	10.71	382.85	18.86	2309951.15	0.15	0.31	0.16	2.64

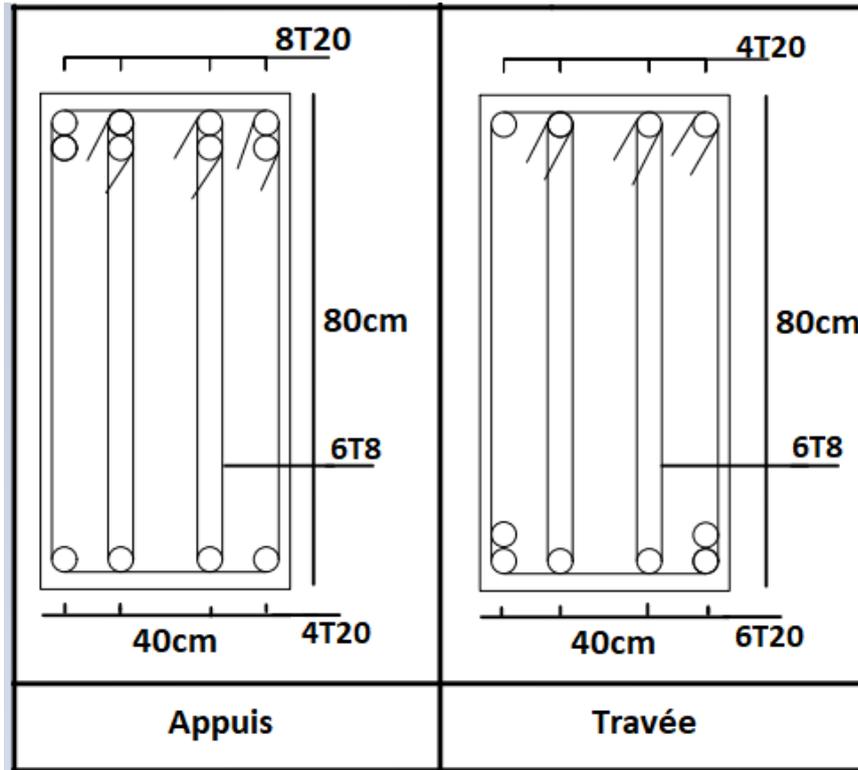


Figure VI.3 :schéma du ferrailage de la poutre

VI.3.Ferraillage des voiles :

VI.3.1. Introduction :

Les voiles sont des murs en béton armé assurant d'une part le transferts des charges verticales (fonction porteur) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement),ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis a vis des forces horizontales.

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composé et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferraillage suivant :

- sur le plan vertical (armatures verticales)
- sur le plan horizontal (armatures horizontales)

Dans le but de faciliter la réalisation et réduire les calculs on va décomposer notre bâtiment en 4 types de voile.

V1= 4 m

V2= 4.5 m

V3=6.8 m

V4=5.5 m

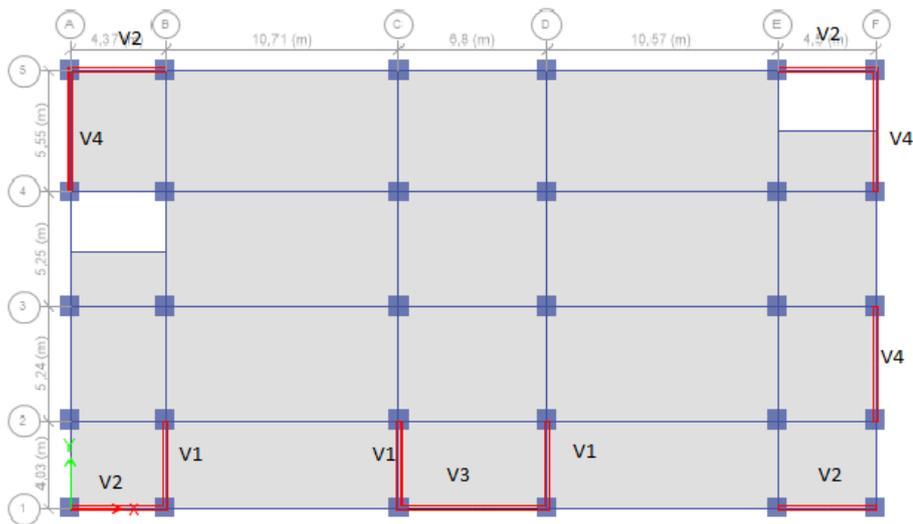


Figure VI.4 : plan de disposition des voils[5].

VI.3.2 Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci après :

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/V2003 exigent les combinaisons ci-contre :

- Etat limite ultime :
Situations durable et transitoire : $1.35G+1.5Q$
Situation accidentelle : $G+Q+E$
- Etat limite de service : $G+Q$

VI.3.3 Recommandations de RPA[2] :

- Ferrailage vertical :

Ils sont destinés à reprendre les effets de flexion, et sont disposés en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau,
- la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) 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 15cm.

- Ferrailage horizontal:

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 cm le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :

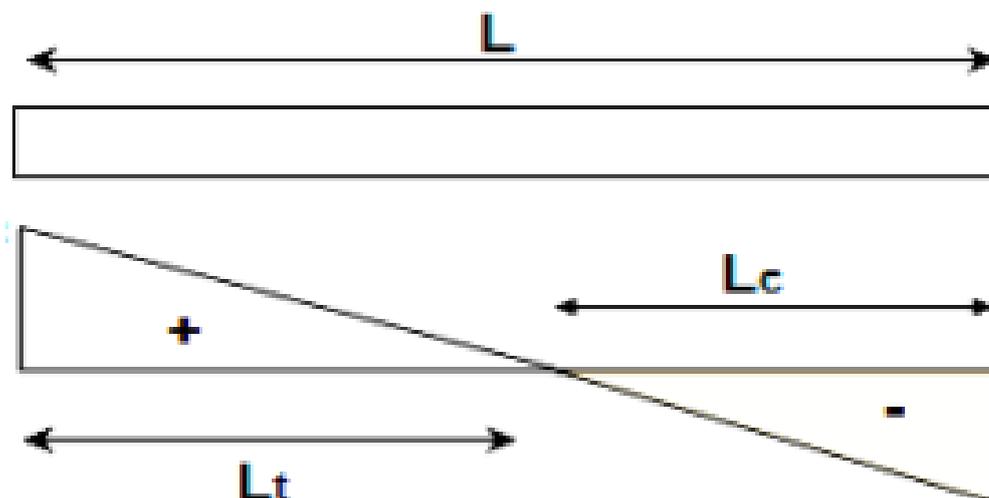
-Globalement dans la section du voile 0.5%

-en zone courantes 0.10%

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivante :
- $S \leq \begin{cases} 1.5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carrés.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètres des barres V/H des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VI.3.4 exposé de la méthode :

On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitation les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classique de la RDM.



$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Avec :

S : section de béton

V : bras de levier du voile $V = \frac{L}{2}$

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

I : inertie du voile.

Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut être :

-section entièrement tendue SET

- section entièrement comprimé SEC

-section partiellement comprimé SPC

.
-Détermination de la longueur tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L$$

-Effort normale appliqué :

$$N_t = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e :$$

-Armatures :

$$A_s = \frac{N_t}{f_e}$$

a) Armatureur vertical :

• Voiles (V1) :

L= 5m ; e= 0.2m

A m ²	0,980
I(m ⁴) : Inertie du voile	1,961
Y(m) : Bras de levier	2,450
L(m) : Longueur du voile	4,900
e(m) : Epaisseur du voile	0,200

Tableau. VI.27. Calcul des armatures vertical V1

étage	N(KN)	M(KN, m)	L(m)	e(m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp
RDC	-1413.4	260.26	4.9	0.2	-1116.64	1767.02	1.89	211.87	52.96	2X32T12	15
1	-1118.6	256.41	4.9	0.2	-821.04	1461.80	1.76	144.69	36.17	2X32T12	15
2	-880.4	259.9	4.9	0.2	-573.62	1223.10	1.56	89.73	22.43	2X32T12	15
3	-666.5	211.7	4.9	0.2	-415.58	944.61	1.49	62.21	15.55	2X32T12	15
4	-484.3	210.32	4.9	0.2	-231.41	756.94	1.14	26.55	6.63	2X32T12	15
5	-337.4	192.1	4.9	0.2	-104.26	584.31	0.74	7.733	2.96	2X32T12	15
6	-220.18	416.7	4.9	0.2	-295.99	745.33	1.39	41.22	10.30	2X32T12	15
7	-145.4	327.1	4.9	0.2	-260.33	557.01	1.56	40.62	10.15	2X32T12	15
8	-69.04	78.47	4.9	0.2	-27.50	168.49	0.68	1.90	2.75	2X32T12	15

• **Voiles (V4) :**

A m ²	0,968
I(m ⁴) : Inertie du voile	3,354
Y(m) : Bras de levier	3,225
L(m) : Longueur du voile	6,450
e(m) : Epaisseur du voile	0,150

$$L= 6.45\text{m} ; e= 0.2\text{m}$$

Tableau. VI.28. Calcul des armatures vertical V4

étage	N(KN)	M (KN,m)	L(m)	e(m)	σ_1 (T/m ²)	σ_2 (T/m ²)	Lt(m)	FT (T)	As (cm ²)	Choix d'armatures	Es p
RDC	-1496.1	592.19	6.45	0,20	-977.06	2115.64	2.07	149.32	37.33	2X32T12	15
1	-1192.88	524.59	6.45	0,20	-729.25	1736.8	1.90	104.31	26.07	2X32T12	15
2	-940.06	466.72	6.45	0,20	-523.52	1419.6	1.73	68.23	17.05	2X32T12	15
3	-703.86	406.3	6.45	0,20	-337.28	118.01	1.49	37.81	9.45	2X32T12	15
4	-488.88	331.73	6.45	0,20	-186.14	822.64	1.19	16.61	4.15	2X32T12	15
5	-294.22	243.95	6.45	0,20	-81.77	525.9	0.86	5.32	2.6	2X32T10	15
6	-100.88	212.073	6.45	0,20	-89.82	298.26	1.14	10.04	4.47	2X32T10	15

• **Voiles (V2) :**

L= 5.4m ; e= 0.2m

A m ²	1,080
I(m ⁴) : Inertie du voile	2,624
Y(m) : Bras de levier	2,700
L(m) : Longueur du voile	5,400
e(m) : Epaisseur du voile	0,200

Tableau. VI.29. Calcul des armatures vertical V2

étage	N(KN)	M (KN,m)	L(m)	e(m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp
RDC	-1339.5	598.1	5.4	0,20	-624.63	1855.1	1.36	84.96	34.4	2x34T12	15
1	-1099	299	5,40	0,20	-709.97	1325.2	1.88	133.94	33.4	2x34T12	15
2	-890.11	218.8	5,40	0,20	-600.0	1048.14	1.96	117.95	29.48	2x34T12	15
3	-677.8	218.66	5,40	0,20	-402.6	852.55	1.73	69.74	17.43	2x34T12	15
4	-502.49	201.6	5,40	0,20	-258.02	671.60	1.49	38.67	9.66	2x34T12	15
5	-348.04	166.7	5,40	0,20	-150.72	492.72	1.26	19.03	5.05	2x34T10	15
6	-212.9	144.7	5,40	0,20	-47.4	345.16	0.65	3.09	2.60	2x34T10	15

- **Voiles (V3) :**

A m ²	1,540
I(m ⁴) : Inertie du voile	7,609
Y(m) : Bras de levier	3,850
L(m) : Longueur du voile	7,700
e(m) : Epaisseur du voile	0,200

Tableau. VI.30. Calcul des armatures vertical V3

etage	N(KN)	M (KN,m)	L(m)	e(m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp
RDC	2156.26	865.3	7.7	0.2	-962.3	1838.03	2.64	254.62	63.65	2x50T14	15
1	-1751.4	749.4	7.7	0.2	-758.08	1516.45	2.56	194.55	48.63	2x50T14	15
2	-1420.7	647.1	7.7	0.2	-595.1	1249.95	2.48	147.99	36.94	2x50T14	15
3	-1087.7	499.9	7.7	0.2	-453.35	959.24	2.47	112.03	28.01	2x50T12	15
4	-833.4	414.5	7.7	0.2	-331.43	750.9	2.35	78.15	19.53	2x50T12	15
5	-624.6	336.9	7.7	0.2	-235.11	576.05	2.23	52.47	13.11	2x50T12	15
6	-448.6	247.5	7.7	0.2	-166.03	416.69	2.19	36.42	9.1	2x50T10	15
7	-278.62	312.52	7.7	0.2	-23.05	338.79	0.49	1.13	1.96	2x50T10	15
8	-87.1	198.8	7.7	0.2	-44.03	157.14	1.68	7.42	6.74	2x50T10	15

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_t$$

$$S_{t \min} = \min(1.5 a, 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (4) (200) (300)}{(0,8) (500) (0,8)} = 10,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{\text{section d'acier vertical de la bande la plus armé}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (98.56) = 65.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{h\min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (0,2)(400) = 12 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 65.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 22 \text{HA14} = 67.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } s_t = \frac{4000}{22} = 181.8 \text{ mm}$$

On prend : $s_t = 190 \text{ mm} < s_{t\min} = 300 \text{ mm}$ vérifié

Tableau. VI.31. Calcul des armatures horizontales

VOILE	A_{h1} (cm^2)	A_{h2} (cm^2)	A_h^{\min} (cm^2)	A_h (cm^2)	choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm^2)	s_t (cm)
V1	10.5	65.7	12	65.7	2x22HA14	67.8	19
V2	14.17	51.2	16.2	51.2	2x20HA14	61.6	20
V3	20.21	100	23.1	100	2x27HA16	108.54	15
V4	16.8	48.21	19.35	48.21	2X18HA14	55.4	24

Schéma de ferrailage du voile V1 :

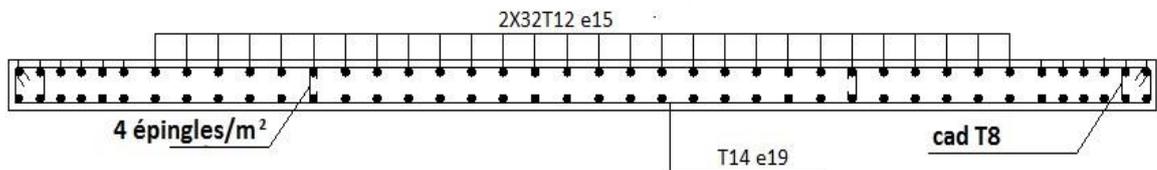
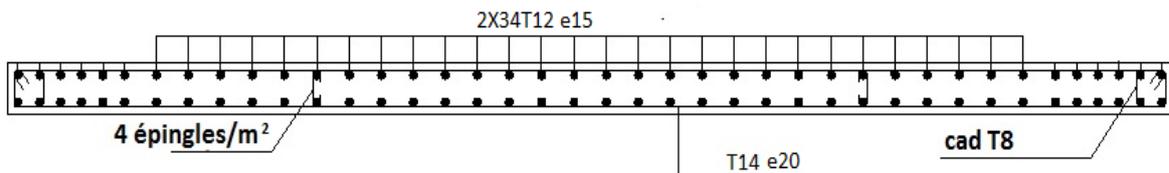


Schéma de ferrailage du voile V2 :



:

Schéma de ferrailage du voile V3 :

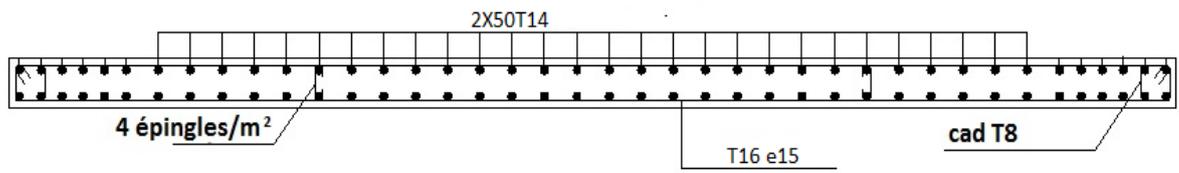
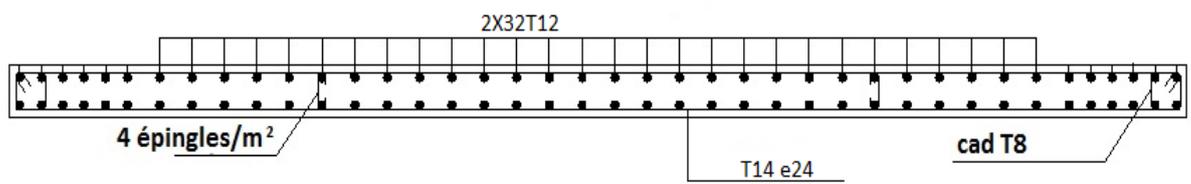


Schéma de ferrailage du voile V4 :



VI.4. FERRAILLAGE DES NERVURES

Dans notre projet il existe deux types de nervure selon leurs dimensions :

- Nervure de dimensions 45X86cm au plancher terrasse.

Le calcul des nervures est associé à des poutres en T.

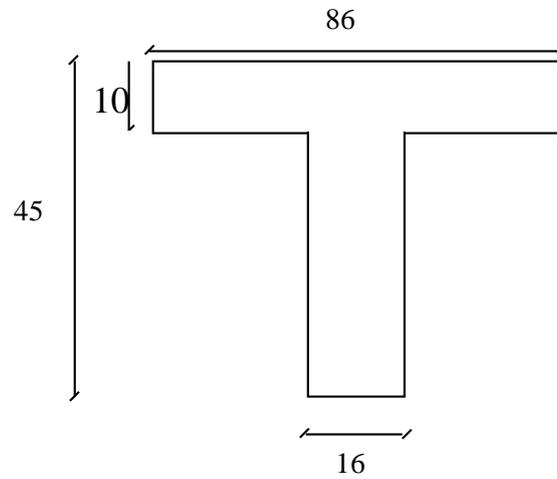


Figure VI-5 Dimensions de la Poutre en T (type 01).

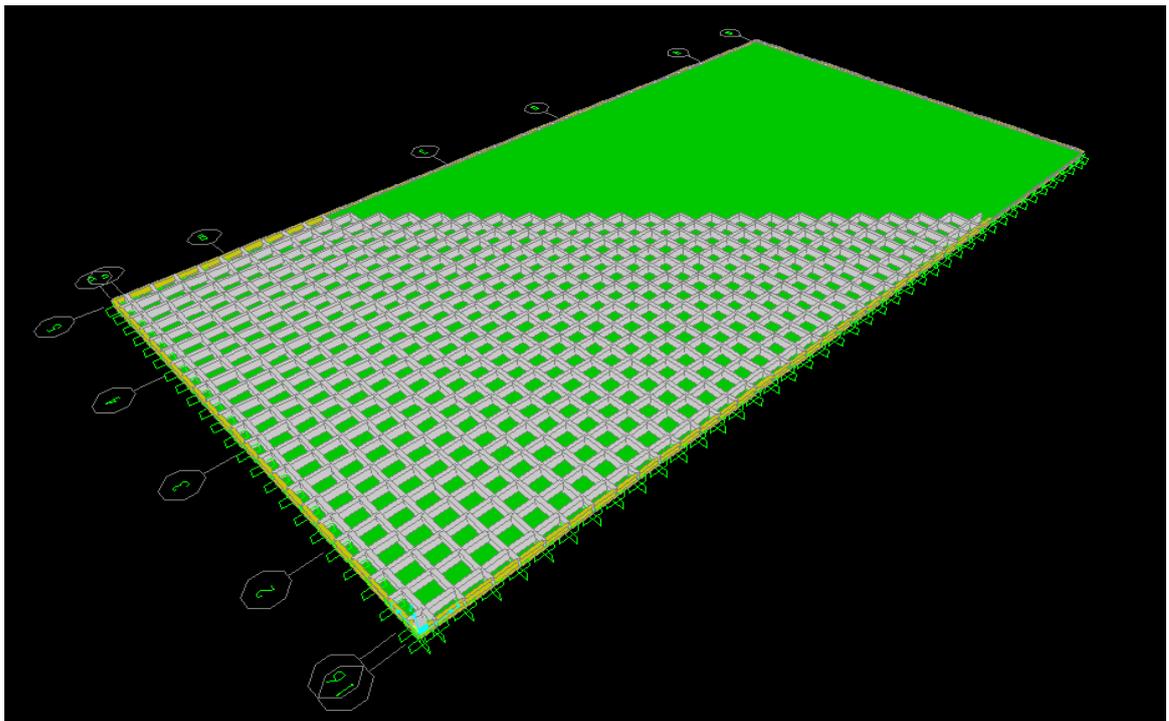


Figure VI-6 :modélisation plancher caisson[6] .

V.4.1. Calcul du Ferrailage

Le ferrailage des nervures a été fait par le logiciel **SOCOTÉC**[8] sous les différentes combinaisons afin d'obtenir le ferrailage le plus défavorable.

a. Situation durable 1,35G+1,5Q

Tableaux VI.32 Ferrailage des Nervures.

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	N (kN)	A _s (cm ²)	F.S.		F.C.	
					A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
86X45	Appui	596.02	1320.68	11.34	0	21.58	8.79	12.78
	Travée	756.7	-411.84	0	14.44	0	11.13	12.78

b. Situation accidentelle G+Q±E

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	N (kN)	A _s (cm ²)	F.S.		F.C.	
					A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
86x45	Appui	458.23	1052.35	7.54	0	12.65	0	12.78
	Travée	590.75	332.36	0	9.75	0	7.35	12.78

c. Situation accidentelle 0.8G±E

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	N (kN)	A _s (cm ²)	F.S.		F.C.	
					A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
86x45	Appui	346.38	800.26	5.69	0	11.1	4.9	12.78
	Travée	445.53	253.66	0	7.33	0	5.49	12.78

Choix des Armatures :

Tableau VI.33 Choix des Armatures pour les Nervures.

Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
86x45	Appui	192	288	12.78	21.58	8T20	25.3
	Travée			12.78	12.78	4T20	13.2

V.4.2. Vérification

a) Condition de Non Fragilité [1]

Tableau VI-34 Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _s ^{min} choisi (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
86x45	13.2	12.78	Vérifiée

b) Vérification à E.L.S

Tableau VI.35 Vérification des Nervures à L'E.L.S.

Section (cm ²)	Position	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
86x45	Travée	7T25=34.3	3T25=14.72	6.51	15	229,4	250	Ok
	Appui	3T25=14.72	5T25=24.54	5,74		226,3		

c) Vérification vis-à-vis de l'Effort Tranchant

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau VI.36 Vérification de la Contrainte de Cisaillement.

Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_u^{\text{BAEL add}}$ (MPa)	Vérification
86x45	494.9	2.1	2,5	OK

d) Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e=500\text{MPa}$).

Selon [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

Selon [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 2 \text{ cm}$$

Tableau VI.37 Calcul des Armatures Transversales.

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91 S _t (cm)	Ø _t (mm)	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{BAEL} (cm ²)	Choix
					S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN	ZC			
86x45	494.9	2,1	40	25	11.25	22.5	15	25	2,4	3.16	4T10

e)Vérification de la flèche [1]

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5 \text{ m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ m} \end{cases}$$

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC[8]** .

Tableau VI.38 Vérification des Nervures vis-à-vis de la flèche.

Section	f ^{total} (mm)	f ^{add} (mm)	observation
86x45	22	34	Vérifier

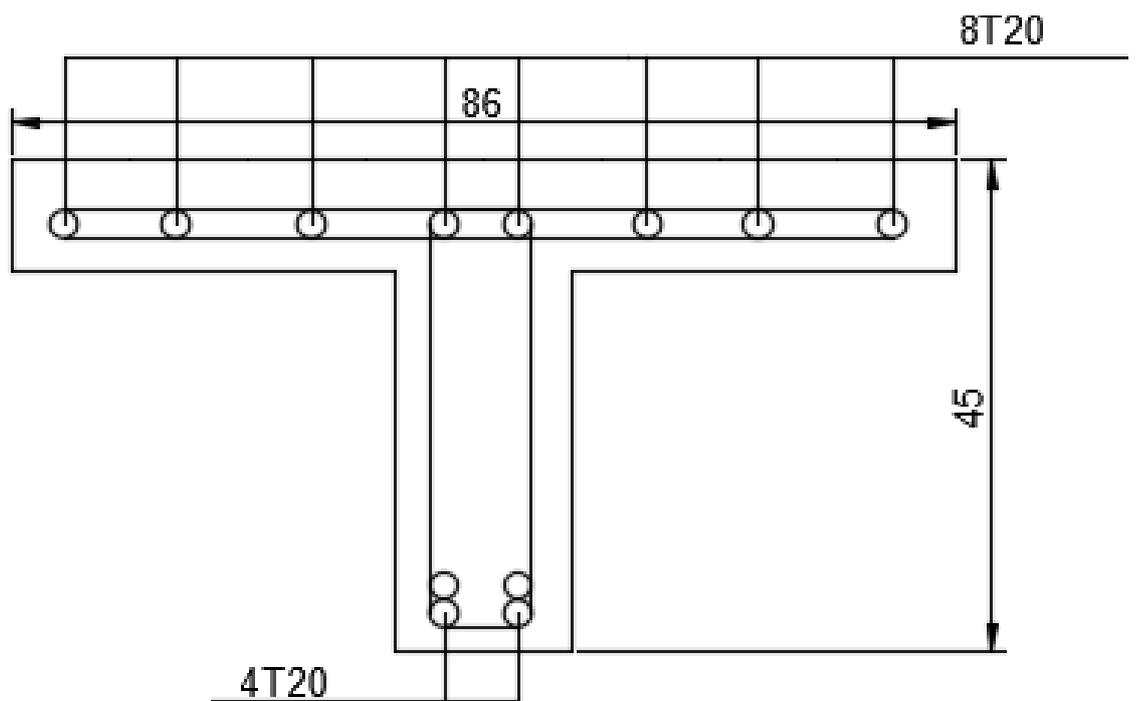


Figure VI-7 Schéma de Ferrailage des Nervures appuis, travée.

Etude de la dalle de compression :

La table de compression sera ferrillée d'un quadrillage de barres appelées treillis dont les dimensions de maillage ne doivent pas dépasser 20 cm dans les deux sens :

$$\text{Si } \left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L1 \leq 80\text{cm} \rightarrow A1 = \frac{4L1}{Fe} \\ L1 \leq 50\text{cm} \rightarrow A2 = \frac{200}{Fe} \end{array} \right.$$

Avec :

L1 : Distance entre axes des nervures (L1=86cm)

A1 : armatures perpendiculaire aux nervures (Ap)

A2 : armatures parallèles aux nervures (Ar)

$$A2 = \frac{A1}{2}$$

Fe=500MPA

Armatures principales :

On a ; L=86cm

Donc on obtient : A1=0.688

On prend 6T6=1.70 cm²

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

Armatures de répartition : A2=A1=0.62cm²

(nervures croisé de même entraxe dans les deux sens)

Soit : 6T6=1.70 cm² → St=20cm

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés $\phi=6\text{mm}$ dont la dimension des mailles est égale a 20cm suivant les deux sens .

e) Vérification au poinçonnement :

Selon le BAEL (article A.5.41), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur de la nervure.

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

- **Sous poteaux le plus sollicité**

Le poteau sollicité est le poteau carré (90x90)cm².

Le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = a + h_t = 0.9 + 3.29 = 3.99\text{cm} \\ B = b + h_t = 0.9 + 3.29 = 3.99\text{cm} \end{array} \right.$$
$$U_c = 2 \times (A + B) = 15.96\text{cm}$$

$$N_d = 8.496\text{MN} < 0.045 \times 5.4 \times 0.45 \times \frac{25}{1.5} = 39.38\text{MN}$$

CHAPITRE VII :

Fondation

VII.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

VII.2. Fonctions assurée par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation:

- Un effort normal charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la Cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VII.3. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande

Profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

VII.4. Choix de type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure. La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 1,75 bars) Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VII.5. Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol} = 3$ bars

$S_{néc}$: Surface de la fondation;

N_{ser} Effort normal appliqué sur la fondation.

VII.6. Choix de type de semelle

VII .6.1. Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au a

rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés: a = b donc A = B $\Rightarrow S = A^2$

A est déterminé par: $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left(\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \right)$

Avec: $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 3$ bars

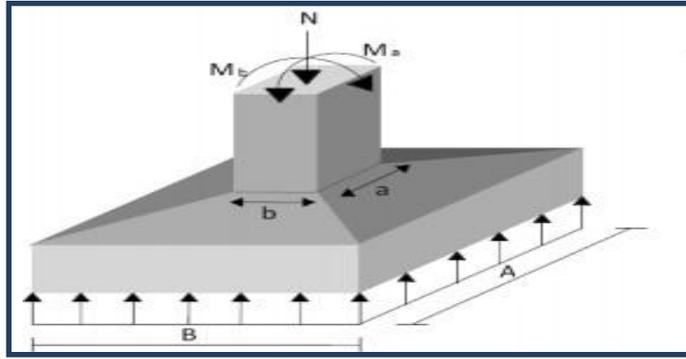


Figure VII.1.: Dimensions de la semelle isolée.

On prend le poteau de section (90x90) avec :

$$N_{ser}^{max} = 6073 \text{KN}$$

$$\sigma_{sol} = 3 \text{ bars}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol}$$

AN :

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{6073}{300}} = 4.49 \text{m}$$

On prend : A= 5m

Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que $L_{min} \geq 1,5 \times S$

Tel que : L_{min} l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximale de la semelle (A=5.5m).

On a $L_{min} = 4.37 < 1,5 \times 5 = 6.74 \text{m}$ Non vérifié

Conclusion

Non vérifié D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.6.2. Semelles filantes:

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

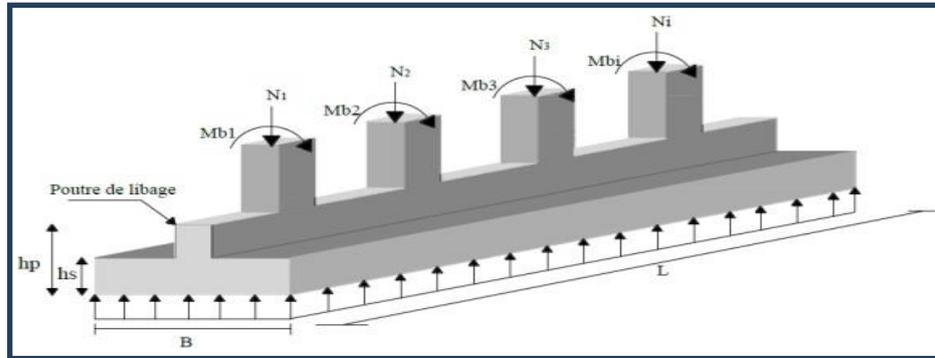


Figure VII.2 : Schéma semelle filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$ Tel que $N = \sum Ni$ de chaque fil de poteaux.

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.

Files	N (KN)	L (m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
A	13430.25	20.07	2.23	2.3	46.1
B	22135.2	20.07	3.67	3.7	74.25
C	29273.36	20.07	4.86	4.9	98.34
D	28179.4	20.07	4.68	4.7	94.3
E	31951.26	20.07	5.3	5.35	107.37
F	16709.91	20.07	2.77	2.8	56.19

Vérification:

Il faut vérifier que:

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{476.55}{741.58} = 64 \% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme

Type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages

Qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VII.6.3. Radier général :

V.II.6.3.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince

Mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

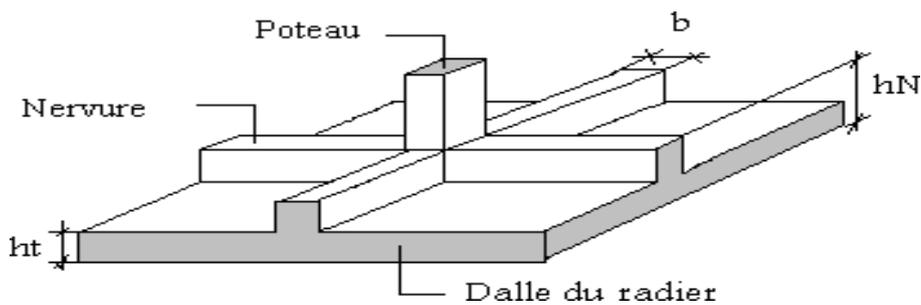


Figure VII.3 : Schéma d'Un radier

VII.6.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sol.

$$\text{Pour: } \left\{ \begin{array}{l} N=127481.23 \text{ Kn} \\ \sigma_{sol}=3 \text{ bars} \end{array} \right.$$

On trouve: $S \geq 424.94 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b=741.58 \text{ m}^2$ Avec un débord de 0,5m de chaque côté, la Surface totale du radier devient 770.35 m^2

VII .6.3.3. Pré dimensionnement de radier

1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

a. Condition forfaitaire:

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$L=10.71 \text{ m}$

$$\Rightarrow h_1 \geq 53.55 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_1 = 55 \text{ cm}$$

b. Condition de cisaillement: [1]

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \text{ ml}}{S_{rad}}$$

$N_u = 175794.89 \text{ KN}$

$L=10.71\text{m} ; b=1\text{m}$

$$\tau u = \frac{ql}{2bd} = \frac{Nu L 1ml}{2Srad b (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{Nu L 1ml}{2Srad b (0,9\bar{\tau})} = 54.31 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 54.31 \text{ cm}$$

Conclusion: $h \geq \text{Max} (h_1 , h_2) = 55\text{cm}$

Pour des raisons constructives on adopte $h= 55\text{cm}$

2. Nervures

a. Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \text{ donc on prend } b=107.0\text{cm}$$

Pour des raisons constructives on adopte $b=110\text{cm}$.

c. La hauteur de nervure

b.1 Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a: $L_{\max} = 10.71 \text{ m}$ $71.4 \text{ cm} < h, < 107.1\text{cm}$

On prend: $h= 110\text{cm}$

b.2 Condition de la raideur:

- **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} > L_{\max} \frac{\pi}{2}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{(2/(\pi) \cdot L_{max})^4 \cdot 3K/E}$$

I: Inertie de la section du radier (b=1m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,86 \text{MPa}$, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{(2/(\pi) \cdot 6,8)^4 \cdot 3 \times 40 / 10818,86} = 1,58 \text{ m}$$

On a: $h_1 \geq 1,58 \text{ m} \Rightarrow 1,58 \text{ m}$

On prend: $h = 160 \text{cm}$

Le choix final:

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 55 \text{cm}$
- Les dimensions de la nervure $\left\{ \begin{array}{l} h_N = 160 \text{cm} \\ b = 110 \text{cm} \end{array} \right.$

VII.6.3.4 Caractéristiques géométriques du radier:

a. Position du centre de gravité:

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 19,26 \text{ m} \\ Y_G = 10,54 \text{ m} \end{array} \right.$$

b. Moments d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{XX} = 103454,8 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 32690,39 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

VII.6.3.5 Vérifications Nécessaires

VII.6.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de l'ouvrage vis à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_S}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité $\left(1,5 \frac{M_S}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_S : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des Terres ;

M_R : Moment de renversement du aux forces sismique ;

M_0 : Moment à la base de la structure;

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

V_0 ; L'effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure

Sens x-x :

$$M_0 = 198774.13 \text{ KNm} ; ; V_0 = 16851.05 \text{ kN}$$

$$h = h_e + h_N = 5.34 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 288758.7 \text{ KN.m}$$

$$N = N_G + N_Q$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_Q : poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

On a:

$$N_{G1} = 95552.6 \text{ KN}$$

$$N_{G2} = \rho b .S.h = 25 \times 770.35 \times 1,60 = 30814 \text{ kN}$$

$$N_Q = 21293 \text{ KN}$$

Donc :

$$N = 147659.5 \text{ kN}$$

$$M_s = N \cdot x_G = 2805530.5 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 9.71 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y :

$$M_0 = 303795.32 \text{ ; KN.m ; } V_0 = 14681.82 \text{ kN}$$

$$h = 5.34 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 382196.3 \text{ KN.}$$

$$N = 95552.6 \text{ kN}$$

$$M_s = N \cdot y_G = 1007124.40 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 2.63 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VII.6.3.5.2. Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in situ et au laboratoire : $\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{127481.2}{770.35} = 165.48 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

σ_1 : ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Rester toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}$$

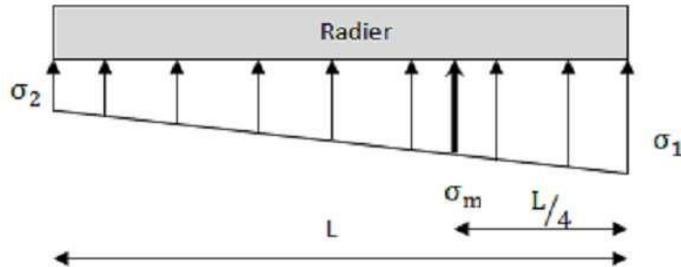


Figure VI.4 : Contraintes sous le radier

➤ **ELU :**

$$N_u = 1,35 G + 1,5Q = 175663,47 \text{ KN}$$

$$M_x = 42333,6029 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 27799,2 \text{ KN.m}$$

$$S_{rad} = 770,35 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ KN/m
Sens x-x	262.3	237.77	256.16
Sens y-y	71.32	66.58	70.2
Vérification	$\sigma_1 \text{ max} < 1,5\sigma_{sol} = 450$	$\sigma \text{ min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 399$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **ELS :**

$$N_{\text{ser}} = 127481.23 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VII.3: Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) \text{KN/m}$
Sens x-x	167.04	163.92	166.26
Sens y-y	46.62	43.62	45.98
Vérification	$\sigma_1 \text{ max} < 1,5\sigma_{\text{sol}} =$ 450	$\sigma \text{ min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 399$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorable :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 256.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 252.9 \text{ KN/m}^2$$

VII.6.3.6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. La fissuration est considérée préjudiciable

a. Ferrailage de la dalle du radier

- Valeur de la pression sous radier
- ELU : $q_u = \sigma^u \cdot 1\text{m} = 256.16 \text{ kN/m}$
- ELS : $q_{\text{ser}} = \sigma^{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 166.26 \text{ kN/m}$

a.1 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur quatre (04) cotés.

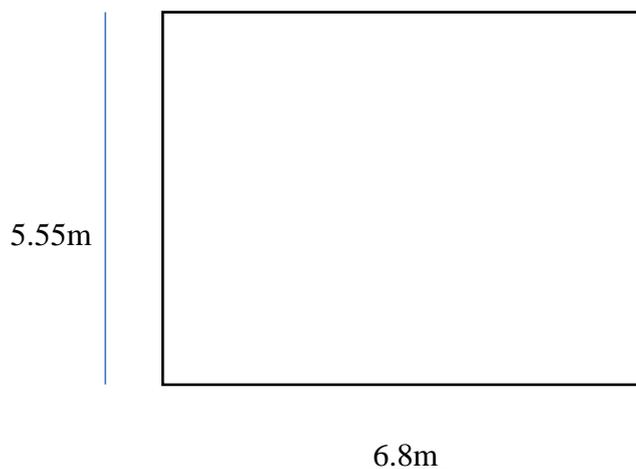


Figure VII.5. : Panneau de la dalle du radier.

a.2 Calcul des moments:

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q L^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y q L^2$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

ν : Coefficient de poisson $\left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

$$\rho = 0,80 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0561 \times 256,16 \times (5,55)^2 = 442,65 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,5959 \times 442,64 = 263,77 \text{ KNm}$$

A. Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 331,98 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 197,83 \text{ KNm}$$

B. Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 221,32 \text{ KNm}$$

C. Ferrailage de la dalle :

b= 1000 cm ; h=55cm ; d= 49.5 cm ; $f_e = \text{MPa}$; $f_{t28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435\text{MPa}$

C.1 Section minimale :

Sens y-y : $0,08\% b.h = 4.84 \text{ cm}^2$;

Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1,2 (A_{\text{min}} \text{ suivant y-y}) = 4.84 \text{ cm}^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier

Position	Sens	M_u (KNm)	μ	α	Z	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	331.98	0.0956	0,125	47.00	16.24	6T20	18.85	20
	y-y	197.83	0,057	0,073	48.04	12,34	5T20	15.71	
Appuis	x-x	221.32	0,0637	0,08	47.86	10,63	6T16	12.06	20
	y-y								

Esp. $\leq \text{Min} (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (165\text{cm} ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$

Sens x-x :

- En travée :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y :

Esp $\leq \text{Min} (4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (220\text{cm} ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 40\text{cm}$$

On opte pour $S_t = 20\text{cm}$

- Aux appuis :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

On opte $S_t = 20\text{cm}$

C.3 Vérification nécessaire :

- Condition de non fragilité [1] :

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,78 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 4,34 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\text{adopté}} = 12,06 \text{ cm}^2$$

Donc condition est vérifiée.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$

Acier : $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d-Y) \leq \sigma_s = 201,63 \text{ MPA}$

Avec :

- $\frac{b}{3} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$
- $I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d-y)^2$

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes.

	Sens	M ser (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	236.88	18,85	16.68	305120.84	12.9	15	25.54	201,63	Vérifié
	y-y	168.16	15,71	15.5	272928.07	9.59	15	20.27	201,63	Vérifié
Appuis	x-x	157.9	12,06	13.89	229796.24	9.54	15	22.61	201,63	Vérifié
	y-y									

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u L / 2 = \frac{256.1 \times 6.8}{2} = 870.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{870.74 \times 10^3}{1000 \times 360} = 2.41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

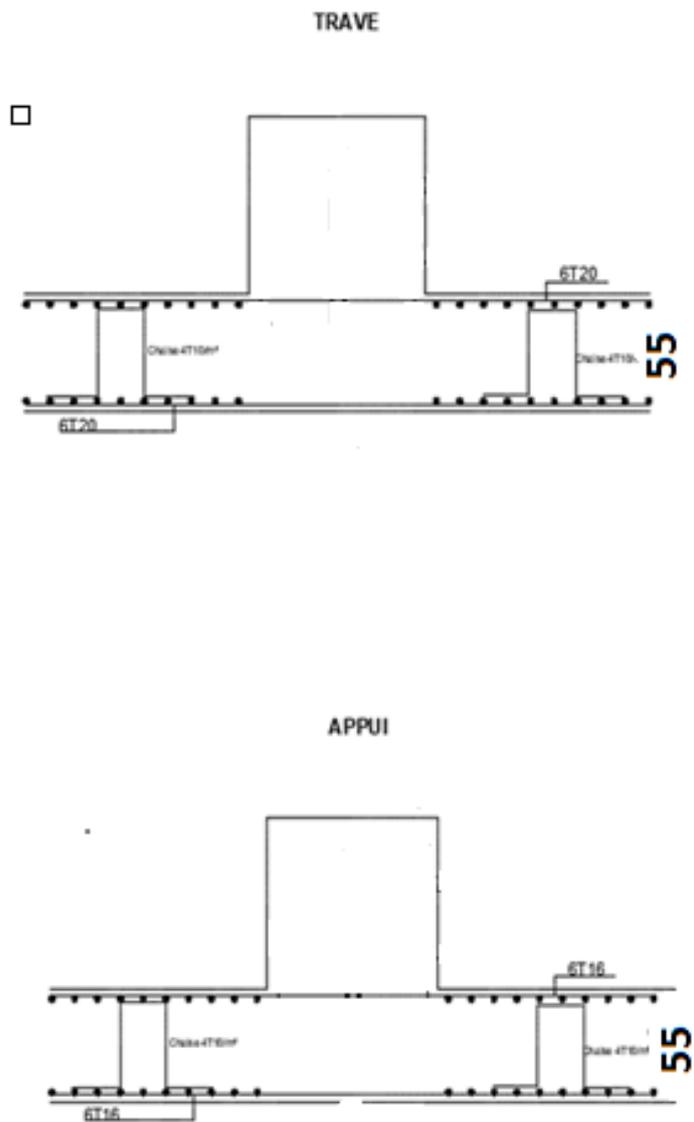


Figure VII.6 : Schéma de ferrailage de radier

b. Ferrailage des nervures

b.1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** » [1].

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_0$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0,5 M_0$$

b.2 Calcul des armateurs :

$$b = 110\text{cm} , h = 160\text{cm} , d = 144\text{cm}$$

- **Sens porteur** : $L = 6.8\text{ m}$; $q = 256.16\text{ kN/m}$

Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures (sens porteur).

Position	M_u (KNm)	μ	α	Z	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	1110.45	0,034	0,043	141.5	17.83	6T20	18.84
Appuis	555.225	0,017	0,021	142.7	8.94	5T16	10,05

- **Sens non porteur** : $L = 5.5\text{ m}$; $q = 256.16\text{ kN/m}$

Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

Position	M_u (KNm)	μ	α	Z	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	726.45	0,022	0,028	142.3	11.73	6T16	12.06
Appuis	363.22	0,011	0,014	123.18	5.83	5T16	10,05

b.3 Vérification nécessaire :

1. Condition de non fragilité : [1]

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 15.3\text{ cm}^2$$

Tableau VI.8 : Vérification de la condition non fragilité .

	Position	A_s^{adp} (cm ²)	A_s^{\min}	Vérification
Sens Y	Travée	17.83	15.3	Oui
	Appuis	10,05	15.3	Non
Sens X	Travée	12.06	15.3	Non
	Appuis	10,05	15.3	Non

2. Vérification des contraintes à ELS :

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS .

	Position	M _{ser} (Kn.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Sens	Travée	720.73	17.83	28.96	3845730.8	4,41	15	14,70	201,6	OUI
X-X	Appuis	480.5	15.3	27.05	3802356.8	3.58	15	13.39		OUI
Sens	Travée	471.5	15.3	27.05	3802356.8	5,37	15	15,60	201,6	OUI
Y-Y	Appuis	314.33	15.3	27.05	3802356.8	4.34	15	16.44		OUI

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_U = q_u L / 2 = \frac{256.16 \times 6,8}{2} = 870.9 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{870.9 \times 10^3}{1100 \times 1440} = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$$* \frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (k = 1 \text{ pas de risque de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

- **RPA99 version 2003 [2] :**

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_{20} \right) = 24 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_1 \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_{20}; \frac{b}{10} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$f_e = 500 \text{MPa} ; \tau_u = 0,55 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; b = 110\text{cm} ; d = 144 \text{ cm}$$

On trouve :

$$S_t = 24\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale.}$$

$S_t = 30\text{cm}$ zone courant.

Tableau VI.10 : Choix des armatures transversale

	Section	Zone	S_t (cm)	ϕ_t	At calculée	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	110x160	Courant	30	1.6	5,85	6T12	6 ,65
		Nodale	15		2,92	5T12	5.65

5. Armateur de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h=160\text{ cm}$

$A_P = 3 \times 160 = 4,8\text{ cm}^2$

On choisit : $A_p = 3T14 = 4,62\text{cm}^2$

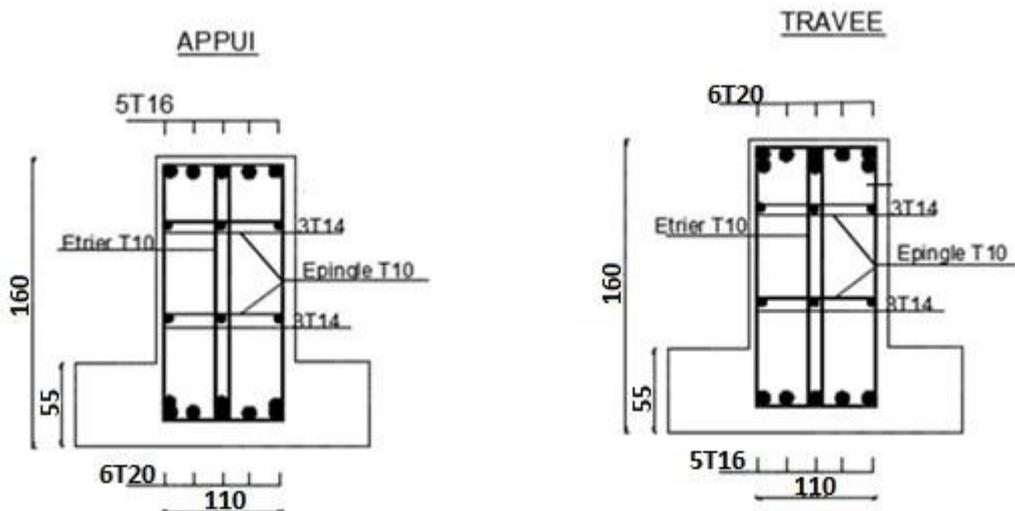


Figure VII.7 schéma de ferrailage des nervures Y-Y

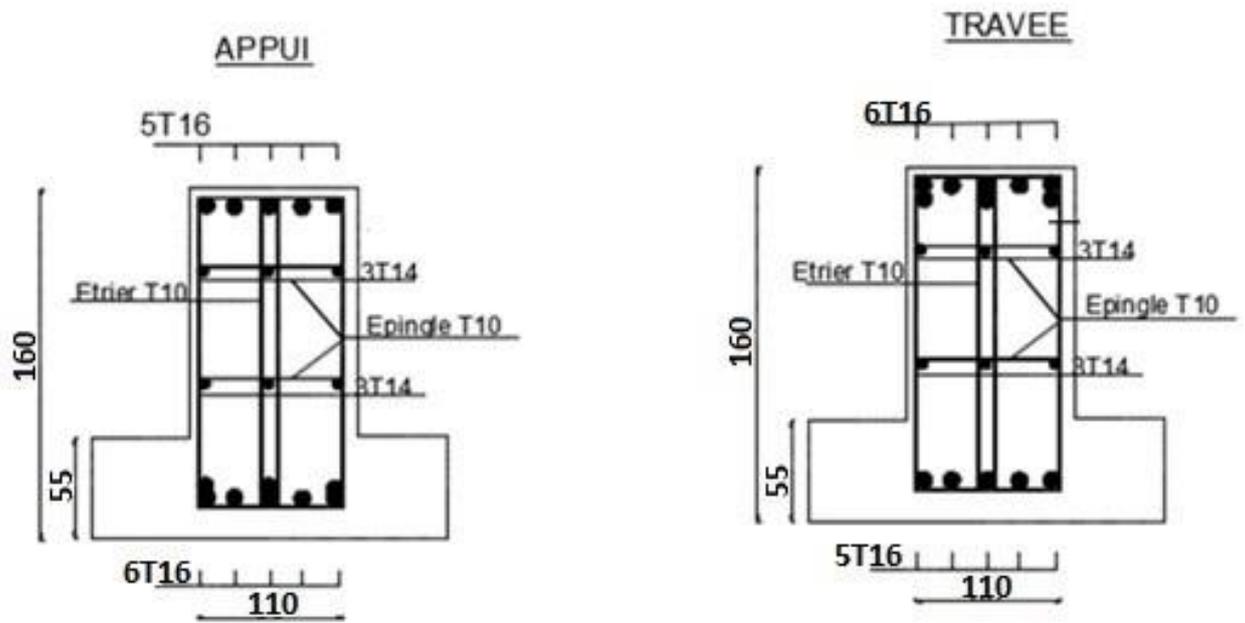


Figure VII.8 schéma de ferrailage des nervures x-x

VII.7. Voile périphérique :

VII.7.1. INTRODUCTION :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

Etude des fondations.

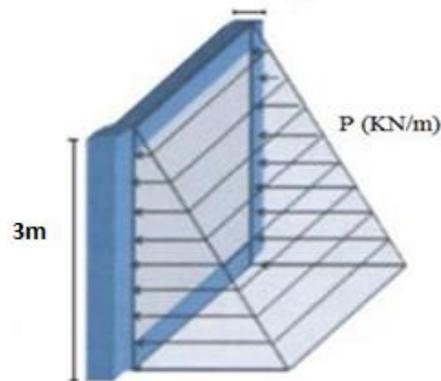


Figure VI.9: Evaluation des charges

II.7.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous:
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- la longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec: B: Section du voile.

VII.7.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x=5,55\text{m}; L_y=6,8\text{m}; e = 15 \text{ cm.}$$

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times h \times \gamma$$

Q: Contrainte sur une bande de 1m;

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 21.9 \text{ KN/m}^3$);

h: Hauteur du voile ;

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi=22^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,454$$

$$Q = A\gamma \cdot H = 30,42 \text{ KN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 30,42 = 41,07 \text{ KN/ml}$$

VII.7.4. Effort dans le voile périphérique :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,801 \geq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travailler dans les deux sens .}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q L^2$
- Dans le sens de la grande portée: $M_y = \mu_y q$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91

Modifié 99 "

$$\rho = 0,80 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x q_u L^2_x = 70.96 \text{KNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 42.29 \text{KNm}$$

D. Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 53.22 \text{KNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 31.71 \text{KNm}$$

E. .Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 35.47 \text{KNm}$$

F. Ferrailage de la dalle :

$$b = 100 \text{cm} ; h = 15 \text{cm} ; d = 13,5 \text{cm} ; f_e = 500 \text{MPa} ; f_{c28} = 25 \text{MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.15 : Ferrailage du voile périphérique

Position	Sens	M _u (KNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	53.22	10.17	6T16	12,06	20
	y-y	31.71	7.26	5T16	10,05	
Appuis	x-x	35.47	7.99	4T16	8,04	20
	y-y					

VII.7.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifiée}$$

VII.7.7. Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

On a: $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$;

H = e = 15 cm ; b = 100cm.

$$A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2}$$

$$A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 bh$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE500

$$A_X^{min} = 0,0008 \left(3 - \frac{5,62}{6,19} \right) \frac{15.100}{2} = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 12,06 \text{ cm}^2 > A_X^{min} = 1,25 \text{ cm}^2 \\ A_y = 10,05 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Sur appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 8,04 \text{ cm}^2 > A_X^{min} = 1,25 \text{ cm}^2 \\ A_y = 8,04 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VII.7.9. Vérification à L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$Q_{ser} = 30,42 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,80 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x q_u L^2_x = 58.84 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 41.84 \text{ KNm}$$

A. Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 44.13 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 31.38 \text{ KNm}$$

B. . Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 29.42 \text{KNm}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VII .16 : Vérification des contraintes.

Position	Sens	Mser	As (cm ²)	Y (cm ³)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Vérification
Travée	X-X	44.13	10.31	6,26	17671,7	13,49	15	15,56	201,1	Oui
	y-y	31.38	7.31	5,87	15517,5	12,23		15,90		
Appuis	X-X	29.42	6.78	5,41	13170,5	7,81	15	11,68	201,1	Oui
	Y-Y									

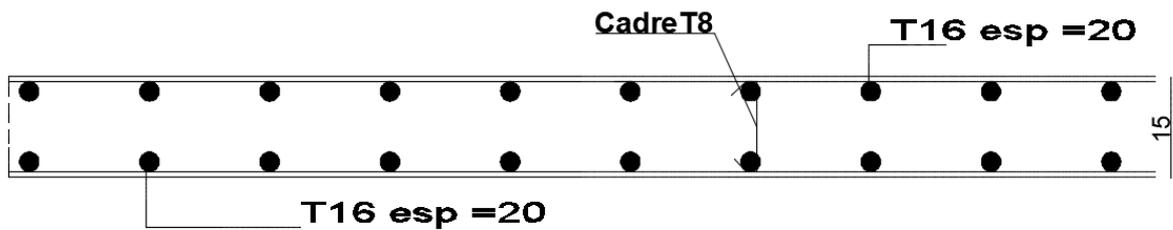


Figure VII.10. Ferrailage du voile périphérique sens x-x

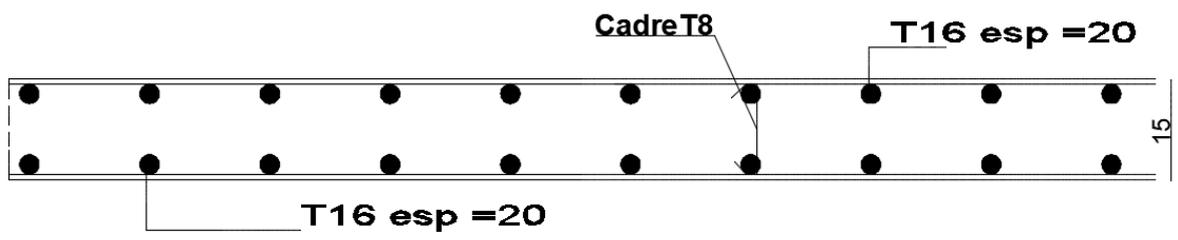


Figure VII.11. Ferrailage du voile périphérique sens Y-Y