

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة
باجي
مختار
عنابة

Faculté : TECHNOLOGIE
Département : GENIE CIVIL
Domaine : SCIENCES ET
TECHNOLOGIES
Filière : GENIE CIVIL
Spécialité : STRUCTURES

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

Analyse et calcul d'un bâtiment en(R+12+Sous-sol),à l'usage d'habitation en zone sismique

Présenté par : -BOUZANA ZINEB MAROUA
- MEBREK AYA

Encadrant : HAMMOUDA ABDELAZIZ MC A UBM
ANNABA

Jury de Soutenance :

MERZOU MOULOU	PROFESSEUR	UBM ANNABA	Président
HAMMOUDA ABDELAZIZ	MC A	UBM ANNABA	Encadrant
/	/	/	Co-encadrant
MENADI SOUAD	MC B	UBM ANNABA	Examineur
/	/	/	Deuxième examineur / Membre invité

Année Universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Sommaire :

1	Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	1
1.1	INTRODUCTION :	1
1.2	Description du projet :	1
1.2.1	Caractéristiques de bloc étudié :	10
1.2.2	Les caractéristiques géométriques :	10
1.2.3	Les caractéristiques géotechniques du site :	10
1.3	Définition des éléments de l'ouvrage :	10
1.3.1	Ossature :	10
1.3.2	Plancher :	10
1.3.3	Escalier :	11
1.3.4	Maçonnerie :	11
1.3.5	Acrotères :	11
1.4	Caractéristique mécanique des matériaux :	11
1.4.1	Introduction :	11
1.4.2	Méthode de calcul :	11
1.4.3	Le béton :	12
1.4.3.1	Résistances mécaniques du béton :	13
1.4.3.2	Déformation et contrainte de calcul :	13
1.4.4	Acie: (CBA 93-art A6.1 2,5,3 p=63).....	15
1.4.4.1	Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	17
2	PRE-DIMENSIONNEMENT :	19
2.1	Introduction :	19
2.2	Prédimensionnement des poutres :	19
2.2.1	Prédimensionnement des poutres principales (PP) :	19
2.2.2	Prédimensionnement des poutres secondaires (PS) :	20
2.3	Pré dimensionnement des poteaux :	20
2.4	Pré dimensionnement des voiles :	20
2.5	Prédimensionnement des planchers :	21
2.5.1	Planchers corps creux (étages courant):	21
2.6	Prédimensionnement de l'acrotère :	23
2.7	Prédimensionnement de l'escalier :	23
2.7.1	L'escalier des étages courant :	23
2.7.2	L'escalier de RDC :	23
3	Evaluation des charges	25

3.1	Introduction :	25
3.2	Les charges réglementaires :	25
3.2.1	Les charges permanentes(G) :	25
3.2.2	Les charges d'exploitation (Q) :	25
3.3	Evaluation des charges :	26
3.3.1	Acrotère :	26
3.3.2	Plancher étage courant (corps creux) :	27
3.3.3	Les escaliers :	28
3.3.4	voiles (e= 20cm) :	29
3.3.5	Plancher dalle plein (pour les entres sol) :	29
3.3.6	Murs extérieurs en maçonnerie (e=30cm) :	30
3.3.7	Plancher terrasse (accessible) :	31
3.3.8	Les poteaux :	32
3.3.9	Les poutres :	32
4	Etude Sismique :	34
4.1	Introduction Générale :	34
4.2	L'objectif de cette étude sismique :	34
4.3	Les méthodes de calculs :	35
4.3.1	La méthode statique équivalent :	35
4.3.1.1	Le principe de la dite méthode statique équivalente :	35
4.3.2	La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	36
4.3.3	Méthode d'analyse modale spectrale :	36
4.3.3.1	Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :	36
4.3.3.2	Modélisation :	37
4.3.3.3	Spectre de réponse de calcul :	38
4.3.3.4	Nombre de modes à considérer :	38
4.3.3.5	Combinaison des réponses modales :	39
4.3.3.6	Résultante des forces sismiques de calcul :	39
4.3.3.7	Effets de la torsion accidentelle :	39
4.3.3.8	Calcul de la force sismique totale V :	40
4.4	Modélisation de la structure :	45
4.4.1	Disposition des voiles :	45
4.5	Résultats de l'analyse modale :	46
4.5.1	Caractéristique de l'ouvrage :	46
4.6	Spectres de réponse :	47
4.7	Vérification des modes propres :	48

4.8	Conclusion :.....	49
4.9	Les vérifications sismiques :.....	50
4.9.1	Vérification de l'effort normal réduit :.....	50
4.9.2	Vérification d'excentricité :	51
4.9.3	Vérification des déplacements latéraux inter-étages :.....	51
4.9.4	Vérification déplacement enter étage selon X et Y	52
4.10	Vérifications vis à vis l'effet P- Δ :.....	53
4.11	Conclusion :.....	54
5	Ferraillage des éléments structuraux.....	56
5.1	Introduction :	56
5.2	Etude de ferraillage des poteaux :.....	56
5.2.1	Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	56
5.2.2	Plans de repérage des poteaux :.....	57
5.2.3	Vérification des sollicitations tangentes :	58
5.2.4	Vérification :	60
5.2.5	Vérification des Armatures transversales selon RPA99/V2003 (art 7.4.2.2) :.....	60
5.3	Ferraillage des poutres	64
5.3.1	Armatures longitudinales	64
5.3.2	Calcule le ferraillage longitudinal :.....	64
5.3.3	Vérification des Conditions exigées par RPA99/V2003:.....	66
5.3.4	EXEMPLE DE CALCULE :.....	66
5.3.4.1	Ferraillage transversale :	66
5.4	Ferraillage des voiles :.....	70
5.4.1	Vérification de la stabilité et de la résistance d'un voile :.....	70
5.4.2	Principes de dimensionnement règlementaires selon le RPA99/V2003 :.....	73
5.4.3	Le Ferraillage du voile RDC (4,25) :	75
5.4.3.1	Ferraillage vertical :.....	75
5.4.3.2	Le Ferraillage horizontale : il faut fixe l'espacement	77
5.4.4	Le Ferraillage du voile inter-étages (3.06) :.....	80
6	Ferraillage des éléments secondaires	84
6.1	Introduction	84
6.2	Planchers à corps creux	84
6.2.1	Sollicitation :.....	85
6.2.2	Ferraillage longitudinale :.....	85
6.2.2.1	Ferraillage transversale :	86
6.2.3	Les armatures de la dalle de compression :	87

6.3	Calcul de l'acrotère :	89
6.3.1	Armature longitudinale :	89
6.3.2	Armature transversale :	89
6.4	Ferraillages des Escaliers :	91
6.4.1	Chargement et combinaisons des charges :	91
6.4.2	Calcule le ferraillage :	91
7	Etude de l'infrastructure :	97
7.1	CALCUL DES FONDATIONS :	97
7.1.1	Pré dimensionnement du radier :	97
7.1.2	Vérification des contraintes dans le sol :	98
7.1.2.1	Distribution des contraintes à l'ELS :	98
7.1.2.2	Distribution des contraintes à l'ELU :	99
7.1.2.3	Distribution des contraintes :Combinaisons accidentelles :	100
7.1.3	Impacte du poteau sur la dalle du radier (0.60 m×0.60 m):	101
7.1.4	Ferraillage du radier :	101
7.1.4.1	Calcul de section d'armature en travée et en appuis :	101
7.1.4.2	Vérification des armatures à l'ELS :	101
7.1.5	Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes [BAEL A.5.2.2]:	102
7.2	Calcul des poutres du radier :	103
7.2.1	Sollicitation de calcul :	103
7.2.2	Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :	104
7.3	Voile périphérique :	106
7.3.1	Dimensionnement :	106
7.3.2	Caractéristique du sol :	106
7.3.3	Evaluation des charges et surcharges :	106
7.3.4	Ferraillage du voile :	106
8	Conclusion :	115

Liste des notations

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.A : Etat Limite Accidentel.

G : Charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : action sismique.

q : Capacité portante admissible

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{ij} : Module d'élasticité instantanée

E_{vj} : Module d'élasticité différée

ν : coefficient de poisson

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}_u$: Valeur de cisaillement limite donné par le B.A.E.L

σ_b : Contrainte de compression du béton

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

δ_{sol} : Contrainte du sol.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

\emptyset : Diamètre.

Δf_t : La flèche

Δf_{adm} : La flèche admissible

c : L'enrobage

d : Hauteur utile

ξ : Déformation relative.

L_r : Longueur de recouvrement

S_t : espacement des armatures

λ_g : L'élancement géométrique

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée de quatre bâtiments de forme régulière d'habitation et commercial constituée d'un sous-sol + RDC + 12 étages , implantée dans la zone d'el kala wilaya d'el tarf ; cette étude se compose de six étapes ;

1^{er} étape : c'est la description du projet avec un présentation de l'espace architecturale des élément des bâtiments .

2^{er} étape : est assignée pour le prêt dimensionnement de la structure et en fin la descente des charges

3^{er} étape : est consacrée a l'étude dynamique de la structure en s'articulant autodesk robot version 2017 structural analysis professionnel 2017 a fin de décelé les défiantes sollicitation dues au chargement

La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistant principaux et secondaire de la structure

En fin ce travaille réalisée en respectant les recommandations du BAEL 91 révisée en 1999 et le règlement parasismique algérien RPA VERSION 2003 .

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لأربعة مبان سكنية وتجارية عادية تتكون من بدروم + طابق أرضي + 12 دور تقع في منطقة القالة بولاية الطارف. تتكون هذه الدراسة من ستة مراحل؛
الخطوة الأولى: هي وصف المشروع مع عرض للمساحة المعمارية لعناصر المباني.
الخطوة الثانية: وهي مخصصة للتحجيم الجاهز للهيكل وفي النهاية نزول الأحمال.
الخطوة الثالث: مخصصة للدراسة الديناميكية للهيكل من خلال الارتكاز على نسخة الروبوت أوتوديسك 2017 المحترف في التحليل الهيكلي 2017 بغرض كشف مختلف المتطلبات الناتجة عن التحميل.
الجزء الأخير: يتضمن دراسة تسليح مختلف العناصر الخرسانية.
في النهاية، تم تنفيذ هذا العمل وفقاً لتوصيات BAEL 91 المنقحة في عام 1999 واللوائح الجزائرية المتعلقة بالزلازل RPA VERSION 2003.

CHAPITRE 1

**Présentation de l'ouvrage et
caractéristique des matériaux**

1 Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

1.1 INTRODUCTION :

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous avons effectué une étude pour un bâtiment en R+12 avec sous-sol en respectant les exigences réglementaires régissant l'acte de bâtir, afin d'avoir une structure durable et d'assurer la sécurité vis à vis le séisme.

Toutes les phases de construction sont couvertes par des références techniques réglementaires
Notre étude est basée sur l'évaluation dynamique en exploitant les données du projet et en respectant le règlement DTR 2.48.

1.2 Description du projet :

Le projet en question est la réalisation de 192 logements à Douar Nemcha EL-KALA.

Il est composé de quatre blocs en R+12 à usage d'habitation

La structure est en béton armé.

La superstructure composée par des éléments porteurs

Elément porteurs verticale : les poteaux et les voiles

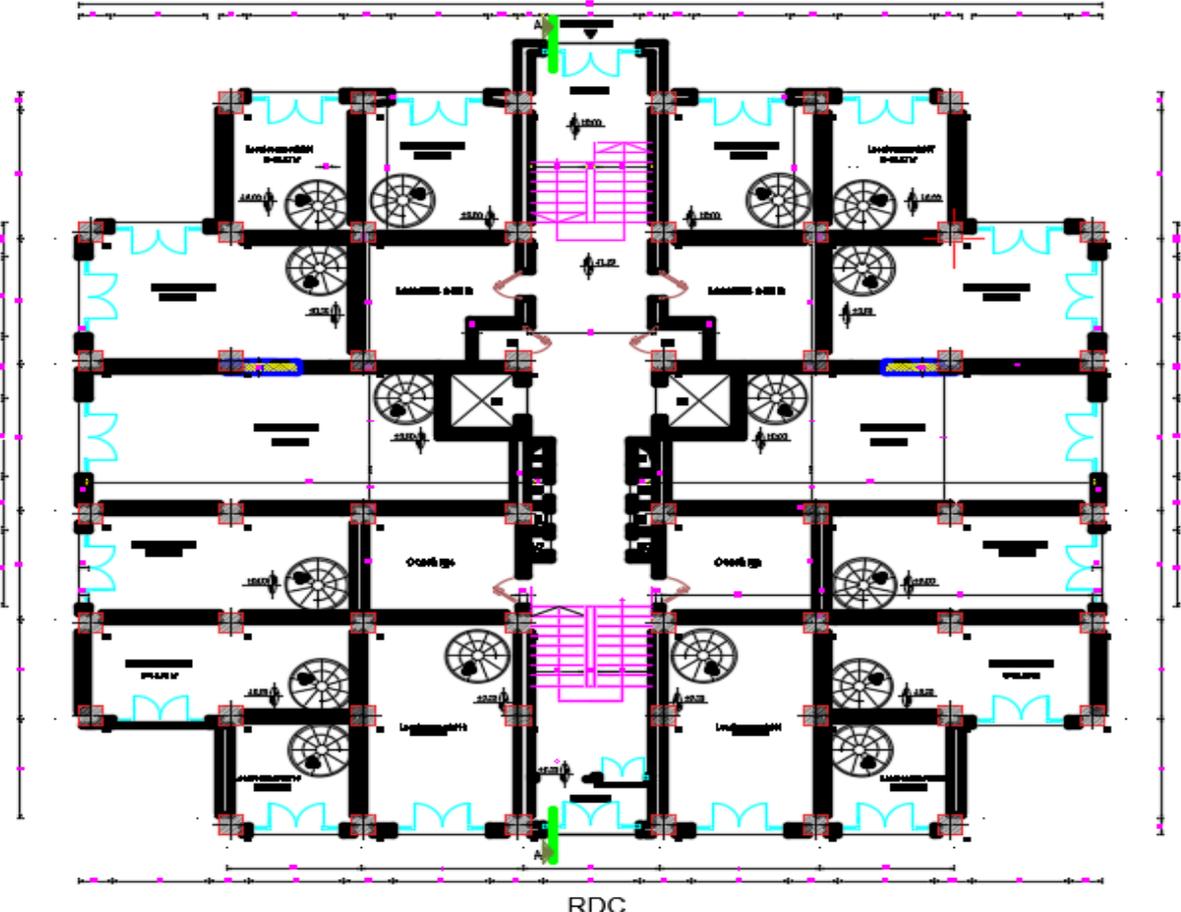
Elément porteuse horizontal : le plancher

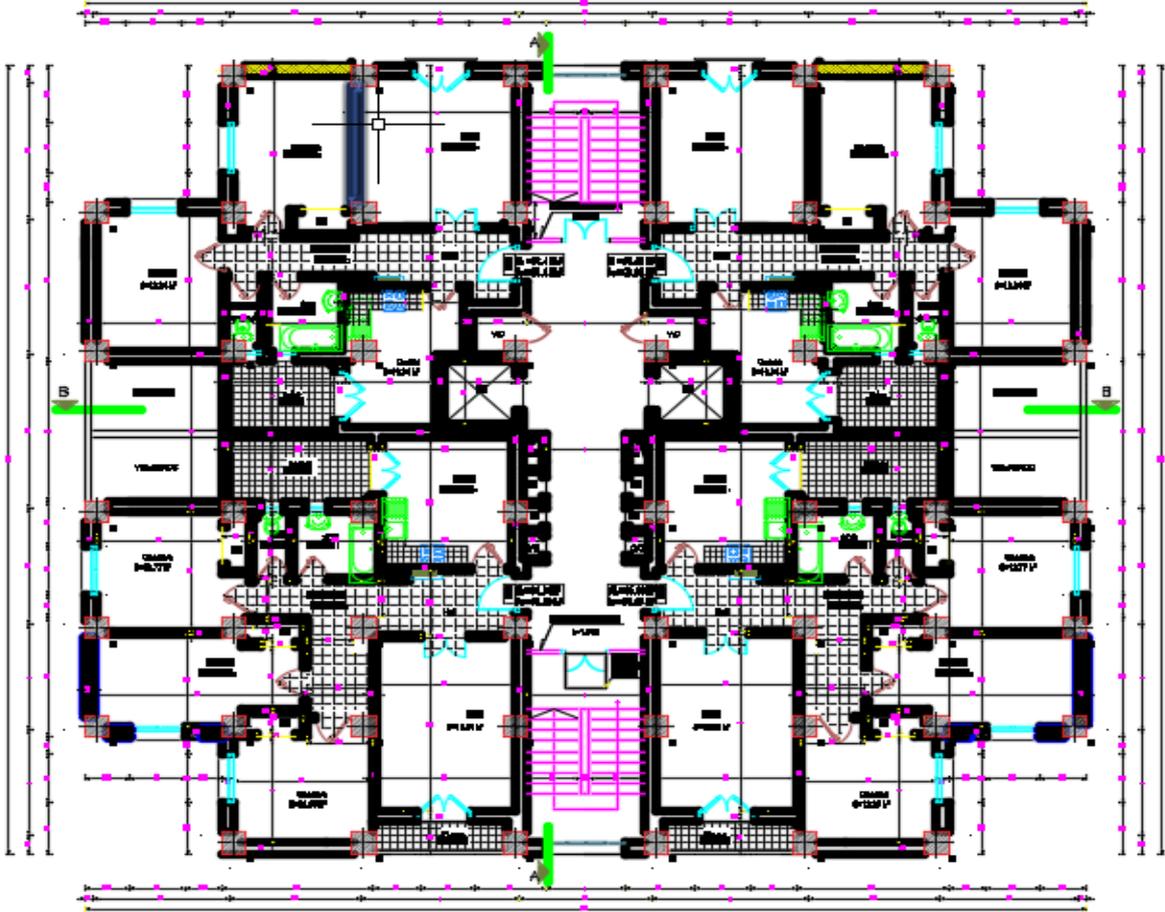
Le système structural est mixte de portiques avec des voiles de contreventements.

Selon le RPA99 version 2003

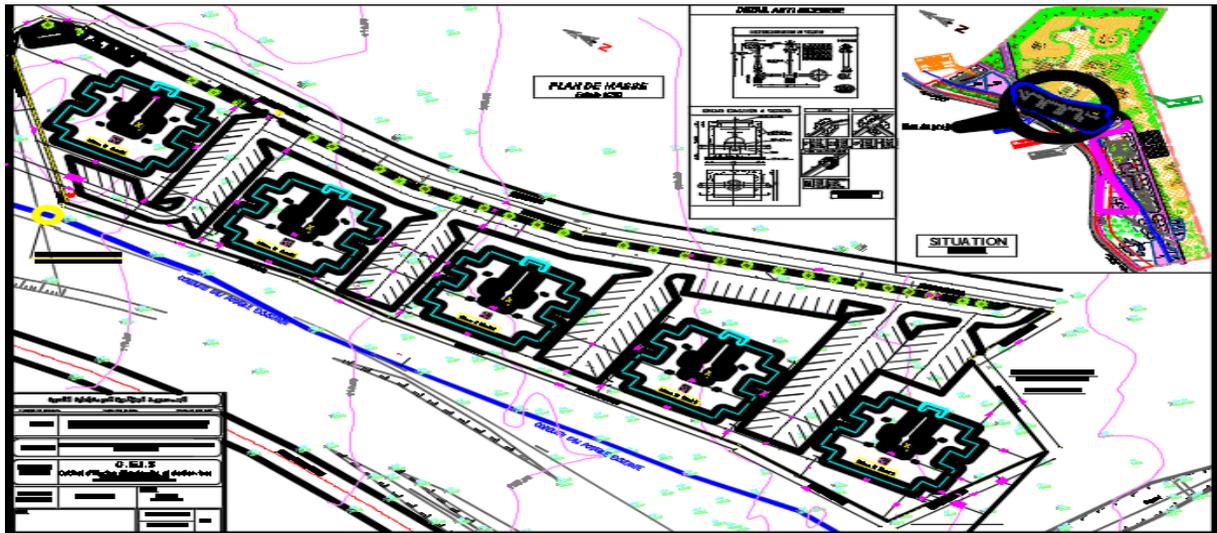
Le groupe d'usage est 2

La Zone moyenne sismicité IIa.

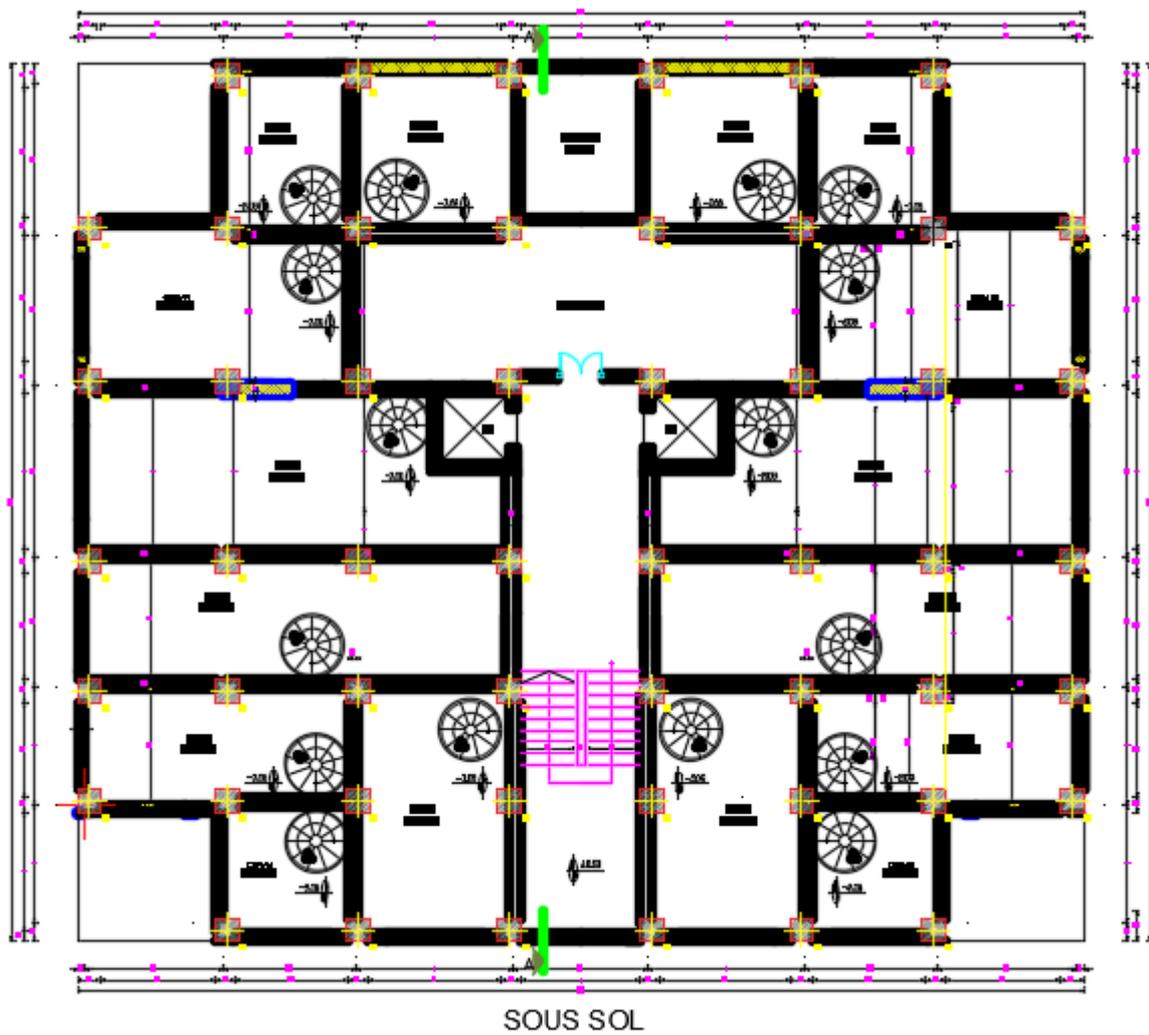


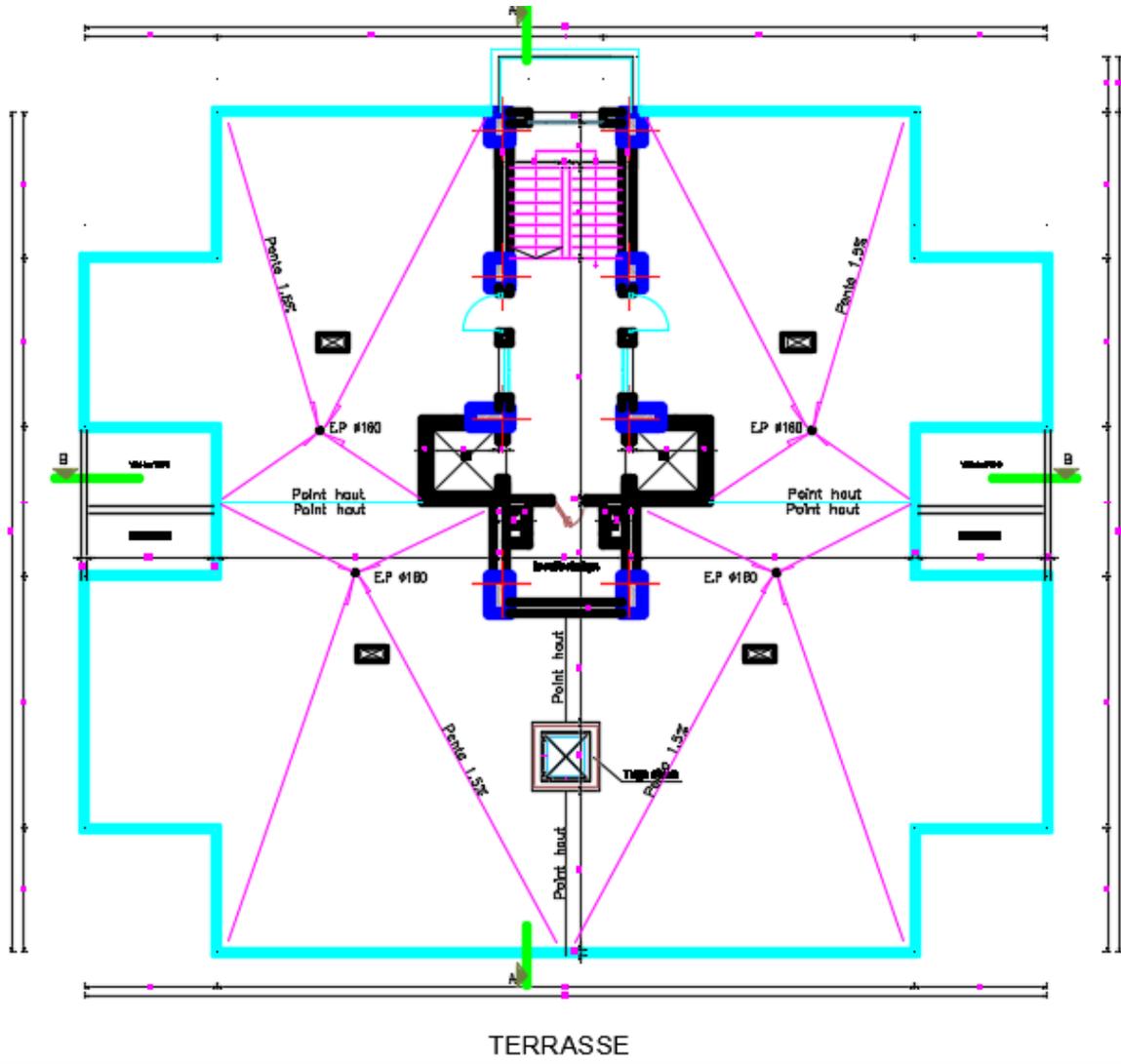


DU 1er AU 12ème ETAGE



Plan de masse





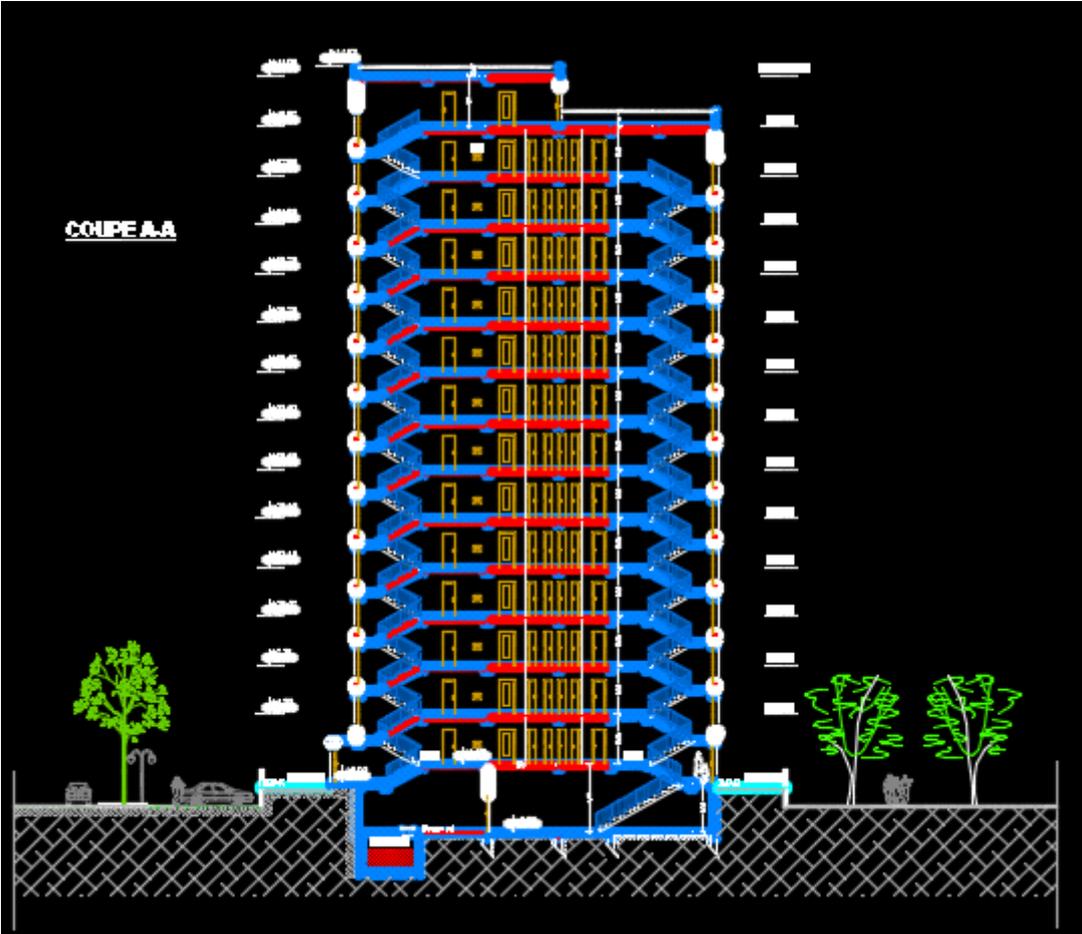
Façade est :



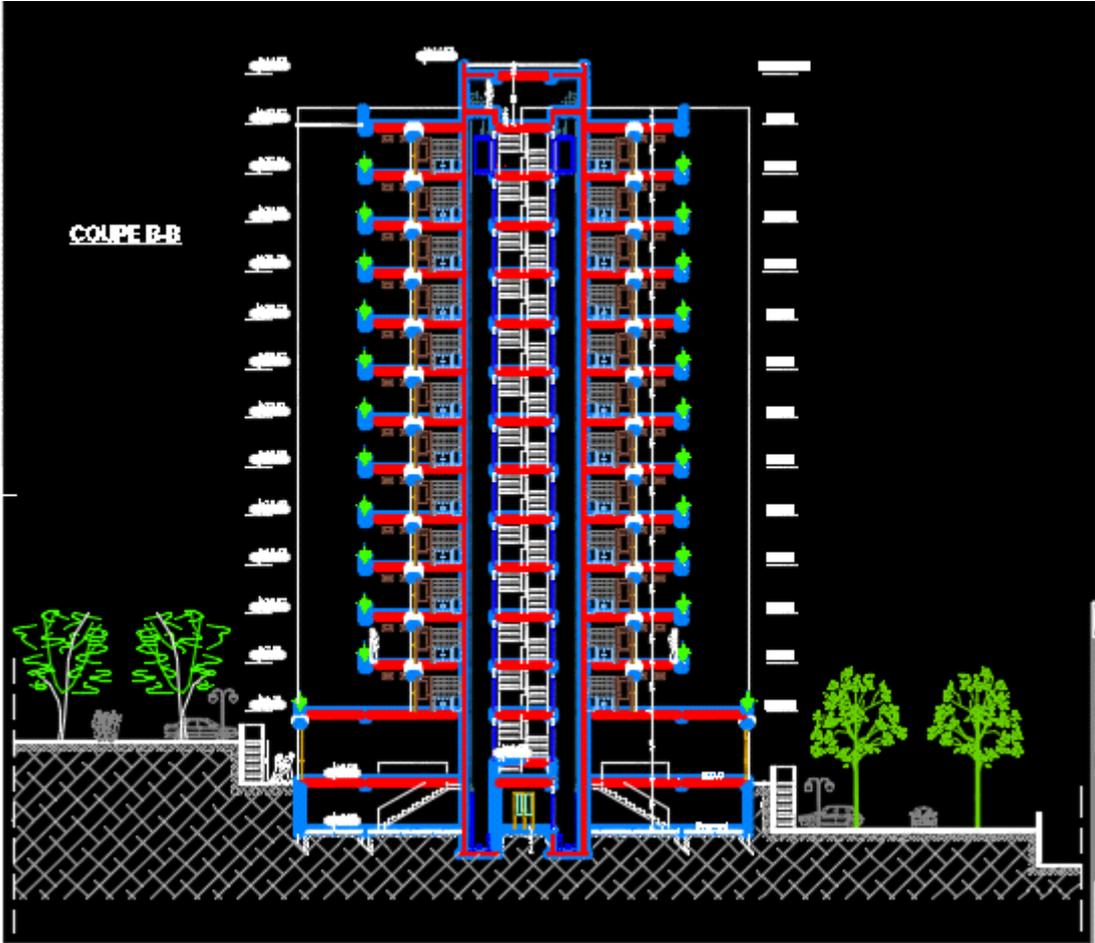
Façade ouest :



Coupe A_A :



Coupe B_B :



1.2.1 Caractéristiques de bloc étudié :

Le bloc édifié est un tour en R+12 +sous-sol, comprend les caractéristiques géotechniques et géométriques suivantes :

1.2.2 Les caractéristiques géométriques :

Les dimensions en plan sont :

-RDC :

-Sens longitudinal : 22.40m

-Sens transversal : 25.50m

Hauteur de RDC : 4.25m

Hauteur des autres étages : 3.06m

Hauteur totale 44.03m

Hauteur de sous-sol :3.80m

1.2.3 Les caractéristiques géotechniques du site :

-ELTAREF zone de moyenne sismicité (zone II a) ;

-L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 ;

-Site considéré comme meuble (S3) ;

-Contrainte admissible du sol =1.4bars.

1.3 Définition des éléments de l'ouvrage :

1.3.1 Ossature :

Cet ouvrage est en béton armé et pour qu'il résiste à l'effort du séisme, le RPA 99/03 exige que pour toutes structures dépassent une hauteur de 14 mètres ou quatre niveaux pour en Zone II a , le type de contreventement sera un contreventement mixte (voile- portique) dans le but d'assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis aux charges horizontales.

1.3.2 Plancher :

C'est une aire généralement plane des tirées à sépare entre les niveaux, On distingue :

- Plancher à corps creux.

- Plancher à dalle pleine.

1.3.3 Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre de type

« Escalier droit » qui sera réalisé en béton armé coulé sur place

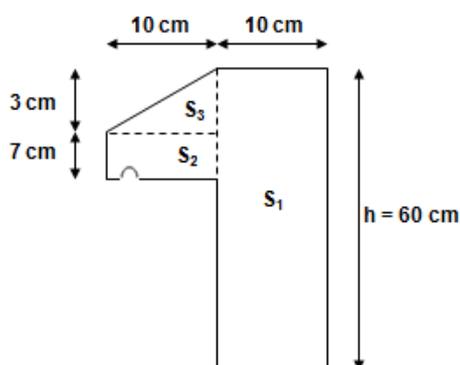
1.3.4 Maçonnerie :

On distingue : -Mur extérieur (double cloison).

- Mur intérieur (une cloison).

1.3.5 Acrotères :

La terrasse étant accessible,



1.4 Caractéristique mécanique des matériaux :

1.4.1 Introduction :

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limite à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

1.4.2 Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limites définies ci-dessous.

Définition :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites :

A/ état limite ultime : (ELU)

Correspondant à la limite :

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme.

B/état limite de service:(ELS)

Définissant les conditions qu'il doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- État limite de compression du béton.
- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de déformation.

1.4.3 Le béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux types d'ouvrages dans les domaines du bâtiment, des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du liant (ciment), de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains adjuvants.

➤ Composition des matériaux :

Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350kg/m³(CPJ) de ciment de résistance 25MPa de composition courante

Pour 1m³ de béton les composants sont :

- Gravier : 800 litres de 5/25mm(15<Dg<25mm).
- Sable : 400 litres de 0/5 mm(0<Dg<5mm).
- Eau : 175 litres d'eau et de gâchages

1.4.3.1 Résistances mécaniques du béton :

(a) Résistance à la compression : (BAEL 91, Art. 2-1-11)

Le béton est définie par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit résistance caractéristique spécifiée celle-ci, noté f_{c28} pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âge de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} , les règles BAEL donnent pour un âge $j < 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement : Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur elle est évaluée par la formule f_{cj} :

$$F_{cj} = j/4.76 + 0.83j * f_{c28} ;$$

$$\text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$F_{cj} = j/1.4 + 0.95j * f_{c28} ;$$

$$\text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$F_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

$$\text{pour : } j \geq 60 \text{ jours.}$$

On prévoit une résistance du béton de 25 MPa

(b) Résistance caractéristique à la traction (BAEL 91, Art. A-5-2-11) :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté « f_{tj} » est déduite de celle de la compression par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 40 \text{ MPA} \quad (\text{BAEL 91, Art. A-5-2-11})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ on a $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

1.4.3.2 Déformation et contrainte de calcul :

(a) Etat limite ultime de résistance :

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :



La contrainte admissible ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.85 * f_{c28} / \gamma_b$$

γ_b : coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1.5$ cas des actions courantes transitoires

$\gamma_b = 1.15$ cas des actions accidentelles

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir de l'erreur faite en négligeant le fluage béton.

(b) Etat limite service à L'ELS :

La contrainte de compression du béton à l'ELS (symbole σ_{bc}) est limitée à :

$\Sigma_b = 0.6 f_{c28}$ alors $\sigma_{bc} = 15$ Mpa

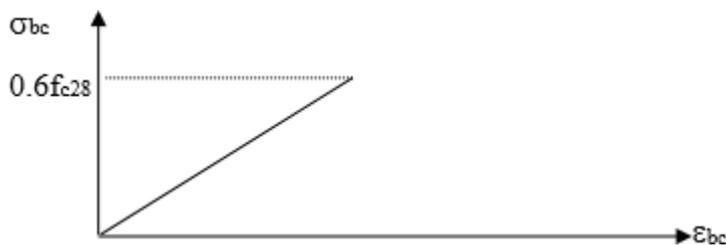


Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

➤ Module de déformation longitudinale du béton :

(a) Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

(b) Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

➤ Coefficient de poisson ν :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0.20$ dans le cas des états limitent de services.
 $\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes.

1.4.4 Acie: (CBA 93-art A6.1 2,5,3 p=63)

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont les trois types :

Les ronds lisses de nuance de Fe E 225 pour les armatures transversales.

Les barres hautes adhérences de nuances Fe E 400 pour les armatures longitudinales et Transversales.

Les treilles soudées, pour l'hourdi des planchers à corps creux, le diagramme « Contrainte-Déformation » utilisé est schématisé ci-après (CBA93-art, A2,2,2 p9)

f_e = désigne la limite élastique variante avec les différents types d'acier

E_s = l'allongement limite % 0

$\gamma_s = 1,15$

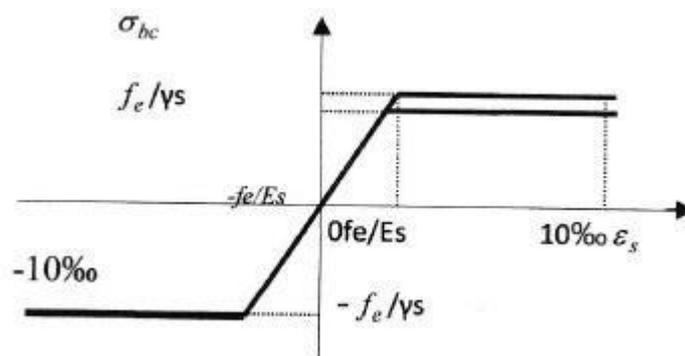


Diagramme contrainte – déformation

➤ **Contrainte à ELS :**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta} \cdot f_t)$ (MPa)

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} (1/2 f_e ; 90 \cdot \sqrt{\eta} \cdot f_t)$ (MPa)

1. Avec :

η : coefficient de fissuration.

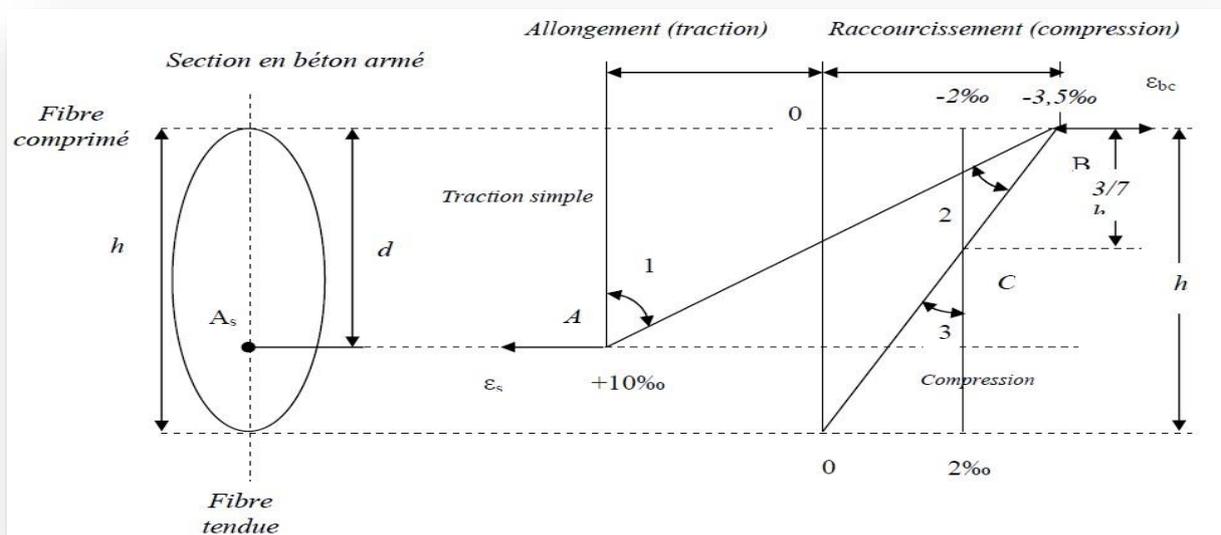
$\eta = 1$ pour diagrammes de déformation (figure ci-après). Les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

➤ **Diagramme de déformation d'une section en béton armé**

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les

Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots décrite



dans le code CBA93(art, A.4.3.3, P22).

Règle de trois pivots

- **Pivot A région 1 :**

Allongement de l'acier le plus tendu $\varepsilon = 10 \times 10^{-3}$

Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée

- **Pivot B région 2 :**

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée :

$\varepsilon = 3,5 \cdot 10^{-3}$

Pièce soumise à la flexion simple ou composée.

- **Pivot C région 3 :**

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimé : $\varepsilon_{bc} = 2 \cdot 10^{-3}$;

Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

1.4.4.1 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

➤ **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante

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

➤ **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante :

$$G + Q$$

❖ S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1,2E$
- $0,8G \pm E$

E : effort de séisme.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

CHAPITRE 2

PRE-DIMENSIONNEMENT

2 PRE-DIMENSIONNEMENT :

2.1 Introduction :

Le pré dimensionnement s'effectue en utilisant généralement des formules empiriques permettant d'avoir une idée sur les coffrages des organes de structure, le règlement BEAL 91 il fixe des conditions de flèche à l'aide de détermination de ces dimensions.

Ces dimensions aussi ne doivent pas être inférieures aux dimensions spécifiées par le Règlement parasismique utilisé dans le pays (RPA99version 2003).

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après Vérifications dans la phase du dimensionnement.

2.2 Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux lorsque les dimensions de la section Transversale (b h) est faibles par rapport à sa longueur (L), les poutres est charge pour la Transmission des charges verticales aux poteaux.

Leur pré dimensionnement s'effectuer par des formules données par le BAEL91 et vérifié Suivant le RPA99-2003

❖ Selon le BAEL91 :

$$l/16 \leq h \leq l/10 \quad \text{et} \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

❖ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

L : La plus grande portée de la poutre

h : La hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre

2.2.1 Prédimensionnement des poutres principales (PP) :

D'après le BAEL91 :

$$L \text{ max} = 440 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } h : 440/15 = 29.33 \leq h \leq 440/10 = 44 \quad \text{on adopte } h=40 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } b : 0.3(40) = 12 \leq b \leq 0.7(40) = 28 \quad \text{on adopte } b=30 \text{ cm}$$

Vérifications selon (RPA) :

$$b=30 > 20 \text{ cm} ; \text{ vérifié}$$

$$h=40 > 30 \text{ cm} ; \text{ vérifié}$$

$$h/b = 1.33 < 4 ; \text{ vérifié}$$

D'après les calculs on adopte :

$$h = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm} \Rightarrow b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

2.2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires (PS) :

D'après le BAEL91 :

$L_{\max} = 400 \text{ cm}$

Pour h : $400/15 = 2.66 \leq h \leq 400/10 = 40$ on adopte $h=35 \text{ cm}$

Pour b : $0.3(35) = 10.5 \leq b \leq 0.7(35) = 24.5$ on adopte $b=30 \text{ cm}$

Vérifications selon (RPA)

$b=30 > 20 \text{ cm}$; vérifié

$h=35 > 30 \text{ cm}$; vérifié

$h/b = 1.16 < 4$; vérifié

Donc on adopte : $b \times h (35 \times 30) \text{ cm}^2$

2.3 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs, leur fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher ramenées par les poutres, et ensuite ils les transmettent aux Fondations.

D'après le BAEL91, on doit vérifier la condition de flambement :

$L_f/b \leq 14.4$

$b/4 \leq h \leq 4x$

L_f : Hauteur de flambement ; $L_f = 0.7 \times L_0$ avec $L_0 = (\text{hauteur de l'étage} - \text{hauteur de la poutre})$

b = la plus petite dimension de la section de la poutre

$L_0 = 425 - 40 = 385 \text{ cm}$ $L_f = 385 \text{ cm}$

$b \geq L_f/14.4$ $b \geq 26.73$ $b = 60$

$385/60 \leq 14.4$ $6.41 \leq 14.4$ vérifiée

Où $7.5 \leq h \leq 120$ $h = 60 \text{ cm}$

Donc on adopte après la descente de charges : $b \times h (60 \times 60) \text{ cm}^2$

Selon le RPA99 version 2003 :

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

1-Min ($b \times h$) $\geq 25 \text{ cm}$ $60 > 25 \text{ cm}$ vérifiée

2- $1/4 \leq b/h \leq 4$ $0.25 \leq 1 \leq 4$ Vérifiée 50

3-Min ($b \times h$) $\geq h/2$ $60 \geq 300/20 = 21.25 \text{ cm}$ vérifiée

Donc on adopte $(60 \times 60) \text{ cm}^2$ pour RDC et les autres étages.

2.4 Pré dimensionnement des voiles :

Selon le RPA 99 (article 7.7.1) ; ils sont considérés comme des voiles, les éléments satisfaisants la condition : $L \geq 4a$; dans le cas contraire, ses éléments sont considérés comme linéaires.

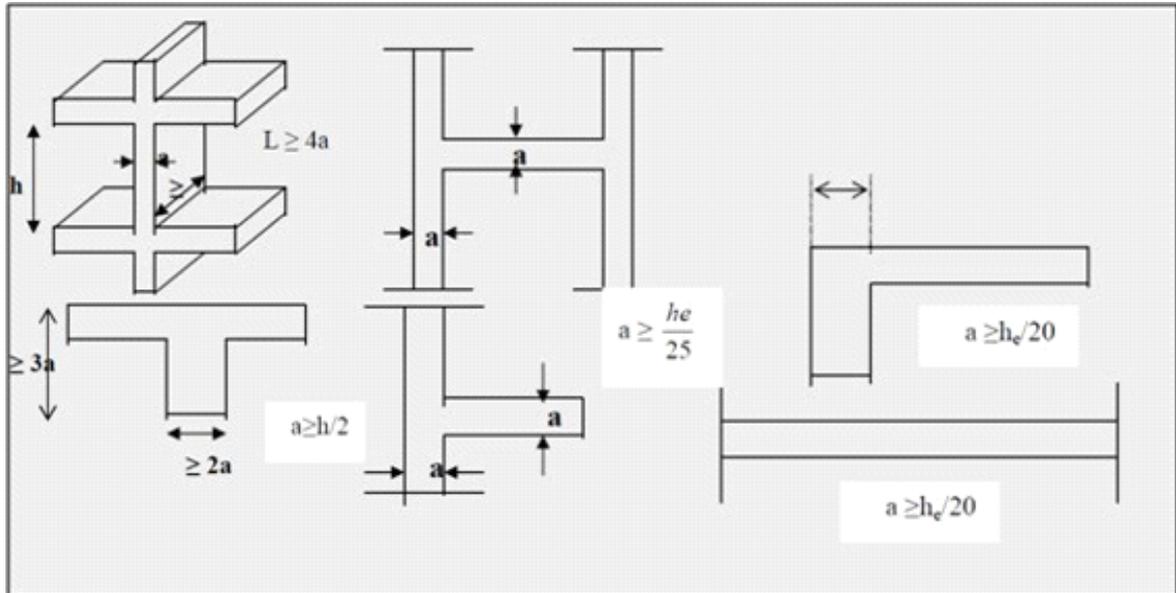
Avec L : longueur du voile et e : épaisseur du voile

L'épaisseur minimale est de **15cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h et des conditions de rigidités aux extrémités comme suit :

$h_{e \max} = 425 \text{ cm}$ (la hauteur de RDC)

Alors : $a \geq \max [h_e/20 ; 15 \text{ cm}]$

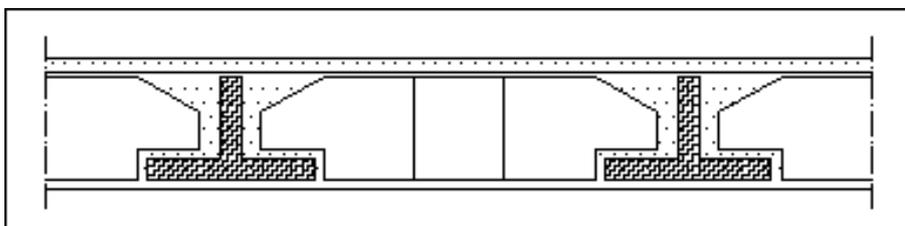
$h_e/20 = 21.25$, $a \geq \max [21.25 ; 15 \text{ cm}]$ on adopte $a=30 \text{ cm}$
 Et $L \geq 4a \Rightarrow L \geq 120 \text{ cm}$



2.5 Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Leur rôle principal est la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

2.5.1 Planchers corps creux (étages courant):



L'épaisseur des planchers à corps creux dépend de la hauteur des poutrelles (h), des conditions d'utilisations et de résistance. On déduira donc cette épaisseur à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe de feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 15 \text{ cm}$ pour un coupe-feu de quatre heures

On admet : $e = 16 \text{ cm}$

- **Isolation phonique :**

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à : $e = 16\text{cm}$

- **Résistance à la flexion :**

Pour le prédimensionnement de la hauteur des poutrelles on utilisera la formule suivante :

$$ht \geq L_{\max}/22.5 \quad \dots \dots \dots \text{CBA93 (article B. 6. 8. 4. 2. 4).}$$

ht : hauteur totale du plancher ou hauteur des poutrelles

L_{\max} : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

On a : $L = 400\text{cm}$ et $h \geq 400/22.5$; $h \geq 17.77\text{ cm}$. Donc on adopte une épaisseur de : $h = 20\text{cm}$ tel que $ht = d + e$.

Avec : d = épaisseur du corps creux.

e : épaisseur de la dalle de compression.

Suivant la standardisation nous adoptons un plancher (16+4) cm

$$\Rightarrow ht = 20\text{cm}$$

- **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

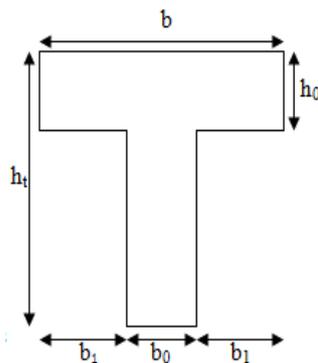
Pour la largeur de la nervure on a : $b = 25\text{cm}$ l'entre axe.

On a : $0.3ht \leq b_0 \leq 0.4ht \dots 6 \leq b_0 \leq 8 \dots$ on choisit $b_0 = 12\text{ cm}$ pour plus de sécurité.

La table de compression à tenir en compte est choisi en respectant les conditions suivantes :

$$1- b_1 = \min (h/2 ; L/10) = \min (b-b_0/2 ; L/10) = \min (65-12/2 ; 400./10)$$

$$2- b_1 = \min (26.5 ; 40) \quad b_1 = 26.5.\text{cm} \quad \text{Donc } b = 2b_1 + b_0 = 53 + 12 = 65 \text{ et } b = 65\text{cm}$$



2.6 Prédimensionnement de l'acrotère :

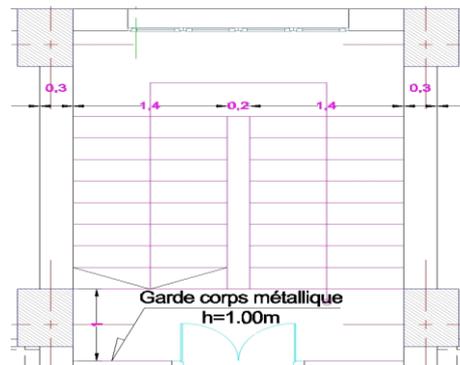
On adopte les dimensions données par l'architecte :

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

$$e = 10\text{cm}$$

2.7 Prédimensionnement de l'escalier :

2.7.1 L'escalier des étages courant :



On suppose que la hauteur de la contre-marche est $h = 17\text{cm}$.

-Comme la hauteur d'étage est de 306 cm donc la hauteur de la volée est :

$$-H = 3.06/2 = 1.53\text{m}$$

-Le nombre de contre marche sera : $n=H/h = 153/17=9$ **contre marche.**

-D'après la relation de Blondel : $59 \leq g+2h \leq 66\text{cm}$.

$$\text{Soit : } g+2h \leq 66 \Rightarrow g \leq 66-2h \Rightarrow g \leq 66-2(17) \Rightarrow g \leq 32\text{cm.}$$

-On prend : $g=30\text{cm}$ avec : $g+2h=64\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66\text{cm}$.

La relation de Blondel est vérifiée.

2.7.2 L'escalier de RDC :

La hauteur de RDC = 4.25 m

$$H = 4.25/2 = 2.125\text{m}$$

-Le nombre de contre marche sera : $n=H/h = 212.5/17=12.5 \rightarrow 13$ **contre marche.**

-D'après la relation de Blondel : $59 \leq g+2h \leq 66\text{cm}$.

$$\text{Soit : } g+2h \leq 66 \Rightarrow g \leq 66-2h \Rightarrow g \leq 66-2(17) \Rightarrow g \leq 32\text{cm.}$$

-On prend : $g=30\text{cm}$ avec : $g+2h=64\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66\text{cm}$.

La relation de Blondel est vérifiée.

CHAPITRE 3

EVALUATION ET DESCENTES DES CHARGES

3 Evaluation des charges

3.1 Introduction :

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

Cette étape du projet présente les avantages suivants :

- Le calcul rapide de l'effet normal (N).
- Vérification des sections admises préalablement pour les poteaux et l'engrines.
- Avoir une idée préalable sur le type de fondation qu'on peut choisir en fonction de la contrainte admissible du sol.
- Pour établir un devis (quantitatif) servent de base pour le devis (estimatif).

3.2 Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général composées de :

- Charges permanentes.
- Charges d'exploitation ou surcharges.

3.2.1 Les charges permanentes(G) :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le DTR.

3.2.2 Les charges d'exploitation (Q) :

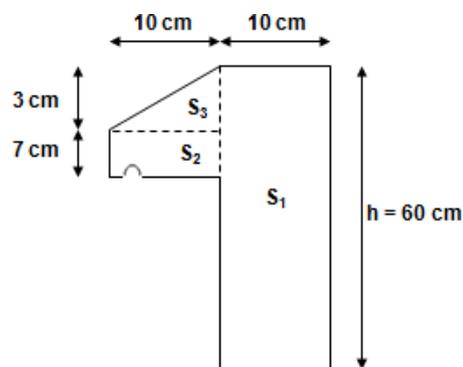
Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

3.3 Evaluation des charges :

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

3.3.1 Acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.



Coupe de l'Acrotère

h=600 cm hauteur de l'acrotère de la terrasse

Surface de Acrotère:

$$\begin{aligned}
 S_{ac} &= S_1 + S_2 + S_3 = (60 * 10) \\
 &+ (7 * 10) + 0.5 (10 * 3) S_{ac} = \\
 &685 \text{ cm}^2 = 0.0685 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Volume de l'acrotère

$$\begin{aligned}
 V_{ac} &= S_{ac} * 1 \text{ m} = \\
 &0.0685 \text{ m}^2 * 1 \text{ m} = \\
 &0.0685 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Poids propre de l'acrotère

$$G = \gamma * V_{ac} = 25 * 0.0685 = 1.71 \text{ KN/ml}$$

Poids propre d'enduit de ciment de 2cm

$$G_c = 20 * 0.02 = 0.4 \text{KN/ml}$$

Poids propre total de l'acrotère :

$$G_{ac} = G + G_c = 1.72 + 0.4 = 2.11 \text{KN/ml}$$

$$Q = 100 \text{kgf/ml}$$

3.3.2 Plancher étage courant (corps creux) :

N	Matériau	Epaisseur	Poids volumiques (Kg f/m ³)	G(kgf/m ²)
01	Carrelage	0,02	2000	40
02	Mortier de pose	0,02	2000	40
03	Couche de sable	0,03	1800	54
04	Plancher à corps creux	16+04	/	280
05	Enduit de plâtre	0,02	1000	20
06	Cloison	0,1	1000	100
G = 534 kgf/m², Q = 150kgf m²				
G =5.34 KN/m² Q =1.5 KN/m²				

3.3.3 Les escaliers :

➤ **Palier :**

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques(kg f/m ³)	G(kgf/m ²)
01	Carrelage	0,02	2000	40
02	Mortier de pose	0,02	2000	40
03	Couche de sable	0,03	1800	54
04	Plancher dalle pleine	0,16	2500	400
05	Enduit de plâtre	0,02	1000	20
G = 554 kgf/m², Q = 250 kgf m²				

➤ **Paillasse :**

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumiques (Kg f/m ³)	G(kgf/m ²)
01	Carrelage	0,02	2000	40
02	Mortier de pose	0,02	2000	40
03	Poids des marches	0,17/2	2500	212,5
04	Dalle pleine inclinée	0,15/cos32 ,20	2500	443,16
05	Enduit de ciment	0,01/cos32 ,20	1800	21,27
G = 756,93 kgf/m², Q =250kgf				
m²				

3.3.4 voiles (e= 30cm) :

N	Ma téri au x	Epaisseur r(m)	Poids Volum iques (kg f/m ³)	G (kgf/m ²)
01	Voile en béton	0,03	2500	750
02	Enduit de ciment	0,02	1800	36
03	Enduit de plâtre	0,02	1000	20
G =806 kgf /m² Q =250kgf m²				

3.3.5 Plancher dalle plein (pour les entres sol)

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (kg f/m ³)	G (kgf/m ²)
01	Carrelage	0.02	2000	40
02	Mortier de pose	0.02	2000	40
03	Lit de sable	0.03	1800	54
04	plancher dalle plein	0.2	2500	500
05	Enduit de plâtre	0.02	1000	20
06	Cloisons	0.1	1000	100

3.3.6 Murs extérieurs en maçonnerie (e=30cm) :

La maçonnerie utilisée est en briques creuses (double cloison) de type (15+10) cm avec 5cm de vide entre les briques.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kgf/m ³)	G (Kgf/m ²)
Brique creuse	0.15	-	130
Ame d'aire	0.05	-	-
Brique creuse	0.1	-	90
Enduit en ciment	0.02	1800	36
Enduit de plâtre	0.02	1000	20
	G = 276Kgf/m ² Q=		

➤ **Le poids de mur sur mètre linéaire :**

Pour : les étages

$$G \text{ mur extérieur} = G \text{ (KN/m}^2\text{)} * H \text{ mur} ; H \text{ mur} = H \text{ étage} - HPS = 306-35=271 \text{ cm}$$

$$G \text{ mur extérieur} = 2.7 * 2.71 = 7.3 \text{ KN/ml.}$$

Pour : RDC

$$G \text{ mur extérieur} = G \text{ (KN/m}^2\text{)} * H \text{ mur} ; H \text{ mur} = H \text{ RDC} - HPS = 425-35=390 \text{ cm}$$

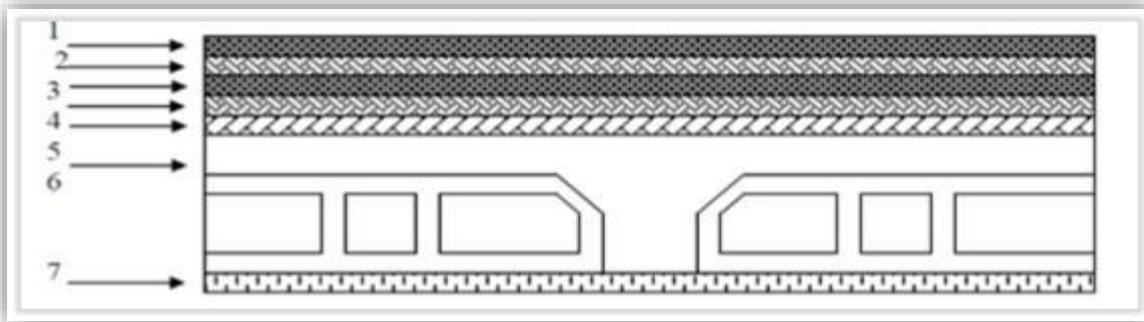
$$G \text{ mur extérieur} = 2.7 * 3.9 = 10.5 \text{ KN/ml.}$$

Pour : S SOL

$$G \text{ mur extérieur} = G \text{ (KN/m}^2\text{)} * H \text{ mur} ; H \text{ mur} = H \text{ S SOL} - HPS = 380-35=345 \text{ cm}$$

$$G \text{ mur extérieur} = 2.7 * 3.4 = 9.31 \text{ KN/ml.}$$

3.3.7 Plancher terrasse (accessible) :



Plancher terrasse

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg f/m ³)	G(kgf/m ²)
01	Gravier de protection	0,05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0,05	600	30
03	Liège	0,04	400	16
04	Par vapeur + couche de bitume	0,02	900	18
05	Béton forme de pente	0,09	2200	198
06	Plancher à corps creux	16+04	/	280
07	Enduit de plâtre	0,02	1000	20
G = 662 kgf/m², Q = 150kgfm²				

3.3.8 Les poteaux :

Poteau (60*60) cm

$$=0,60*0,60*2500 =900\text{kgf/m}^2$$

Poteau = (50*50) cm

$$=0,50*0,50*2500 =625\text{kgf/m}^2$$

Poteau = (40*40) cm

$$=0,40*0,40*2500 =400\text{kgf/m}^2$$

3.3.9 Les poutres :

- Poutre principale : = (30*40) cm = $0,30*0,40*2500 =300\text{kgf/m}^2$

- Poutre secondaire : = (30*35) cm = $0,30*0,35*2500 =262.5\text{kgf/m}^2$

Elements		Poids(g) (kgf/m ²)	Poids Q(k g f / m ²)
Plancher terrasse accessible		662	150
Plancher étage courant		534	150
Acrotère		231,7	/
Murs extérieurs		276	/
Poutre principales (30*40)		300	/
Poutre secondaires (30*35)		262.5	/
Poteau 1 (60*60)		900	/
Poteau 2 (50*50)		625	/
Poteau 3 (60*60)		400	
Voile (e=20cm)		556	/
Escalier	Pallier	554	250
	Paillasse	756,93	250

CHAPITRE 4

ETUDE SISMIQUE

4 Etude Sismique :**4.1 Introduction Générale :**

Le séisme ou tremblement de terre, résulte de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Les résultats la rupture des roches sur une surface est appelée faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer ou hypocentre. On parle de l'épicentre du séisme, qui est le point de la surface de la terre qui se trouve à la verticale de l'hypocentre.

Il se produit de très nombreux séisme tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains.

Le séisme est considéré aujourd'hui comme l'une des catastrophes les plus destructrices, qui a fait tant de pertes humaines et matérielles dans l'histoire de l'humanité.

Pour diminuer les effets de l'action sismique, l'Algérie possède son règlement qui permet de mener l'étude sismique à tous les projets de Génie Civil.

4.2 L'objectif de cette étude sismique :

Conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPA) version 1999-2003, l'étude sismique de notre projet vise deux objectifs à savoir :

- 1- Protéger les vies humaines en évitant les effondrements des ouvrages sous l'effet du séisme majeur, rare, en limitant le choix des systèmes constructif ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- 2- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré, plus fréquent.

Pour atteindre ces objectifs la conception de notre projet doit se doter des éléments nécessaires suivants :

- a- Une rigidité et une résistance suffisante pour éviter les dommages non structuraux et les dommages structuraux.
- b- Une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie adéquate permettant à la structure de subir des déplacements inélastiques dont les dommages seront limités.
- c- Le respect strict du règlement parasismique en vigueur dont la sécurité de la structure en dépend.

4.3 Les méthodes de calculs :

On peut calculer les forces sismiques en utilisant les trois méthodes suivantes :

4.3.1 La méthode statique équivalent :

Cette méthode est utilisable quand les conditions suivantes sont satisfaites :

- a- Le bâtiment ou bloc étudié doit satisfaire condition de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II et en 30m en zone III.
- b- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteurs énoncées en 1), les conditions complémentaires suivantes

- Zone I : tous groups

- Zone II :
 - ❖ Groupes d'usages 3 ;
 - ❖ Groupes d'usages 2 ; si la hauteur est \leq à 7 niveaux ou 23m.
 - ❖ Groupes d'usages IB ; si la hauteur est \leq à 5 niveaux ou 17m.
 - ❖ Groupes d'usages IAI ; si la hauteur est \leq à 3 niveaux ou 10m.

- Zone III :
 - ❖ Groupes d'usages 3 et 2 ; si la hauteur est \leq à 5 niveaux ou 17m.
 - ❖ Groupes d'usages IB ; si la hauteur est \leq à 3 niveaux ou 10m.
 - ❖ Groupes d'usages IA ; si la hauteur est \leq à 2 niveaux ou 8m.

4.3.1.1 Le principe de la dite méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application

rigoureuses des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante
 - La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.
 - La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

➤ **Modélisation**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

4.3.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

4.3.3 Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode dite « analyse modale spectrale » peut-être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

4.3.3.1 Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont combinés pour ensuite obtenir la réponse de la structure.

4.3.3.2 Modélisation :

➤ Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul

DDL en translation horizontale.

➤ Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

➤ La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques

Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

4.3.3.3 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

T1 et T2 Période caractéristiques associées à la catégorie de sites donnée par ce Tableau :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Période caractéristique

4.3.3.4 Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être telle que :

- La Somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

4.3.3.5 Combinaison des réponses modales :

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport

$r = T_i / T_j$ ($T_i \leq T_j$). Vérifie :

$$r \leq 10 / \{10 + \sqrt{(\xi_i * \xi_j)}\}.$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

4.3.3.6 Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

4.3.3.7 Effets de la torsion accidentelle :

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux

rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)

-Excentricité théorique résultant des plans.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

• **Composante verticale de l'action sismique :**

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50m de long et ceci, en zone sismique III

A cet effet, outre la force descendante adéquate, une force sismique minimum ascendante nette : $F_v = 0.5 A w_p$ doit être prise en considération

w_p : poids propre de l'élément en porte à faux

A : coefficient sismique de zone

4.3.3.8 Calcul de la force sismique totale V

$$V = (A.D.Q.W) / R$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau ci-dessous suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. T

Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau du coefficient A

D : **facteur d’amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

η : **facteur de correction d’amortissement** donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Ou ζ (%) est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissage (quand $\zeta=5\%$, on a $\eta=1$).

Valeurs de ζ (%) :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Et T est la période fondamentale estimée par

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

Avec h_n la hauteur de la structure a la base jusqu’au dernier niveau N et C_t coefficient dépendant du système de contreventement et du type de remplissage,

donnée par le tableau ci-dessous :

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

$$T = 0,09h_n / \sqrt{D}$$

Ou D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Avec T2 période caractéristique, associée à la catégorie du site.

Ses valeurs sont :

T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70
---------------------	------	------	------	------

Q: le facteur de qualité qui dépend de la redondance et géométrie de l'élément de la structure; la régularité en plan et élévation; et enfin la qualité du contrôle de la construction. il est donné par:

Dans le cas n°3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule

$$Q = 1 + \sum Pq$$

Ou Pq est la pénalité. Voir ce tableau ci-dessous pour les valeurs de pénalité.

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$Q=1+\sum^5 P_q \quad Q= 1,15$$

R Est le coefficient de comportement global de la structure fonction du système de contreventement et leur catégorie, dont les valeurs sont

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	

W: Est le poids total de la structure et Est détermine par:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

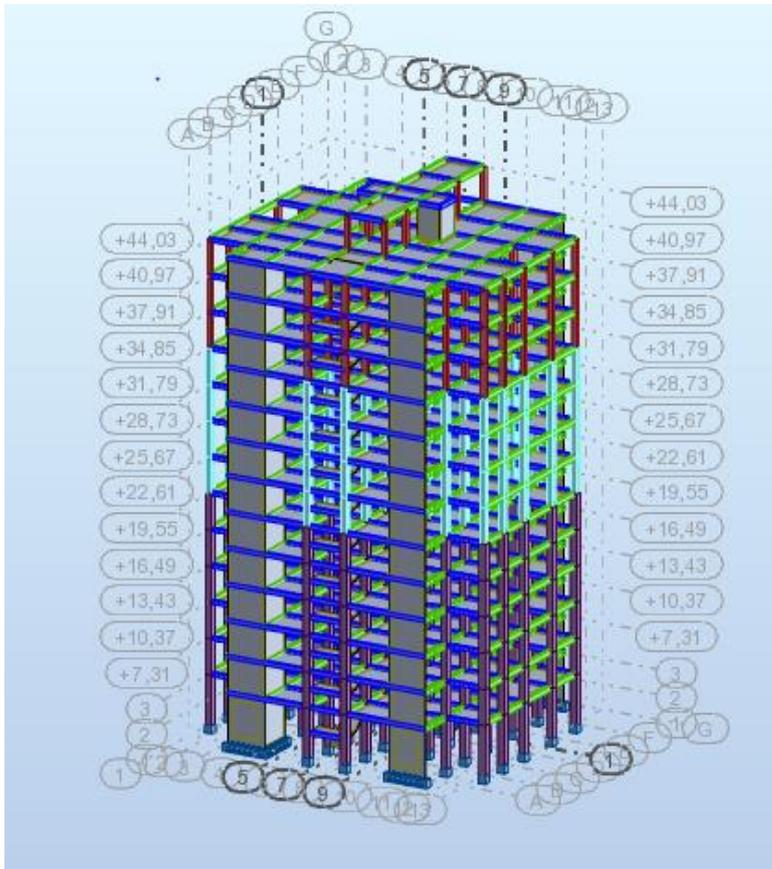
- W_i : le poids d'un niveau d'étage i donné
 - W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau suivant

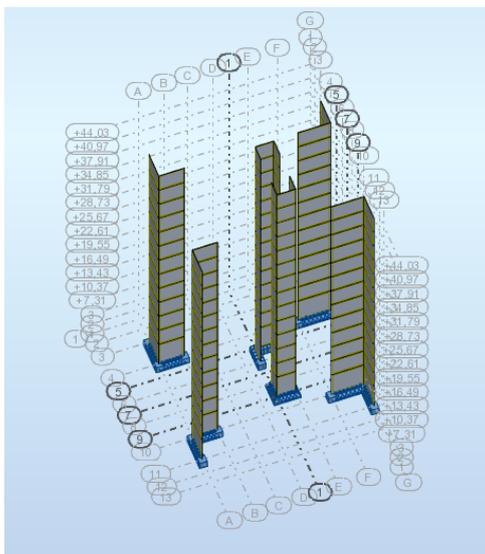
Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

4.4 Modélisation de la structure :



SCHEMA DE LA STRUCTURE EN 3D

4.4.1 Disposition des voiles :



Vu 3D

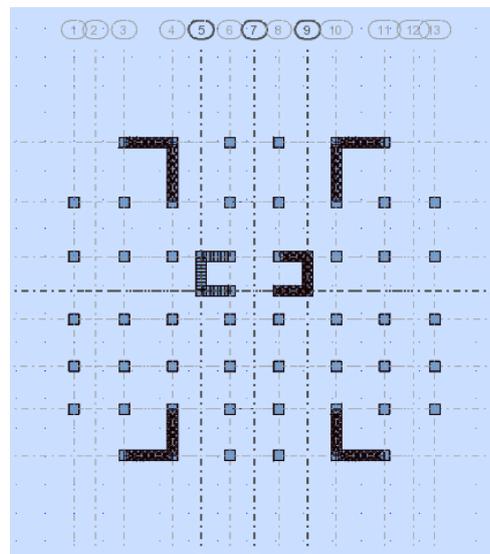


Schéma position des voiles

4.5 **Résultats de l'analyse modale :**

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel robot v 2017 sont données dans le tableau suivant :

MODES	Période	masses cumulées UX [%]	masses cumulées UY [%]	masses cumulées UZ [%]	masses totales UX [%]	masses totales UY [%]	masses totales UZ [%]
1	0,64	0,34	0	0	0,34	0	0
2	0,63	72,05	0	0	71,71	0	0
3	0,58	72,05	71,62	0	0	71,62	0
4	0,18	72,61	71,62	0	0,55	0	0
5	0,17	87,37	71,62	0	14,77	0	0
6	0,15	87,37	87,7	0	0	16,08	0
7	0,08	87,67	87,7	0	0,3	0	0
8	0,08	93,43	87,7	0	5,76	0	0
9	0,07	93,43	93,85	0	0	6,15	0

4.5.1 **Caractéristique de l'ouvrage :**

La zone sismique : zone de sismicité moyenne (**zone IIa**)

Le Groupe d'usage : 2

Le Site : site meuble 03

A : coefficient d'accélération de la zone ; donné par le tableau 4.1 (RPA99v2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

A = 0.15

Q le facteur de qualité : $Q=1+\sum^5 Pq$ **Q = 1,15**

T1 ; T2 les périodes caractéristiques : site meuble 03

T1 = 0,15 sec ; T2 = 0,50 sec

Pour un système de contreventement mixte voiles- portiques on prend $\zeta = 10\%$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\eta = 0,76 \geq 0,7$ condition vérifier

Période fondamentale de la structure : peut être estimée à partir de la formule empirique du RPA99v2003

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

$T = 0.05 * 44.03^{0.75}$

T = 0.85s

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). (44.03m)

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau (0.05)

Pour le cas des portiques avec maçonnerie ou le cas des voiles, on peut également utiliseraussi la formule :

T = 0,09hn/√D

$T_x = 0.79s$ $T_y = 0.84s$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$ $T_2 < T < 3 s$ $D = 1.38$

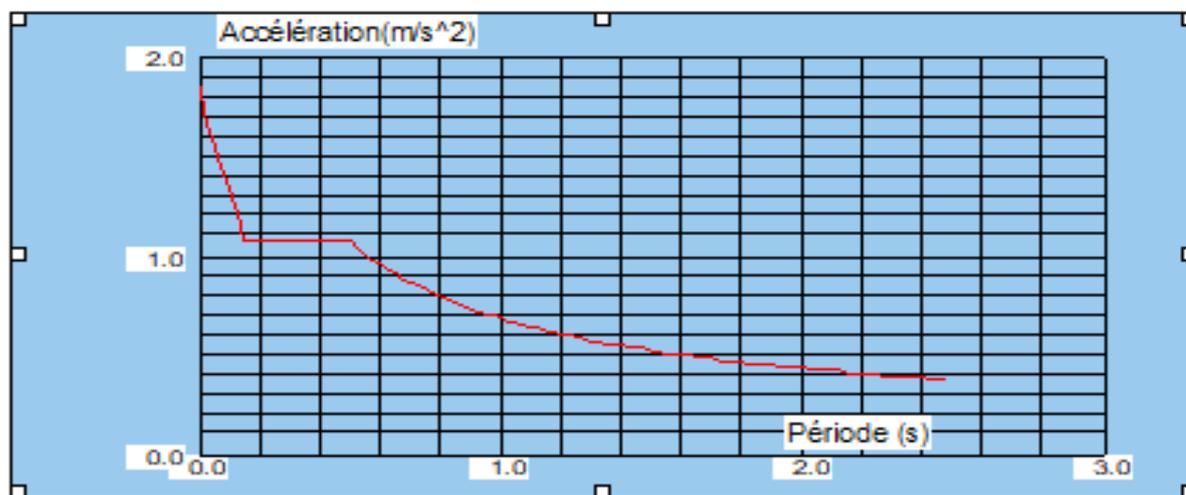
4.6 Spectres de réponse

Le spectre de calcul du RPA est un spectre d'accélération (S_a/g), il est défini par 4 fonctions

Relatives à 4 intervalles (Art 4.3.3, formule 4.13 du RPA99/V2003):

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

On utilise robot v 2017 pour obtenir le spectre de réponse de notre structure



4.7 Vérification des modes propres :

Pour étude sismique on a travaillé sur deux variantes concernant le R coefficient de comportement Cas 01 : R = 4 sans interaction portique – voile et le deuxième Cas c’est R = 5 avec interaction portique – voile

➤ **Cas 01 : R = 4 sans interaction portique – voile :**

La force sismique de la structure a été calculée en utilisant le logiciel robot v2017, la

Valeur trouvée est :

Calcul de la force dynamique totale V :

V_x= 1837.18 KN

V_y= 1912.59 KN

Calcul de la force sismique totale V :

$$V = (A.D.Q.W) / R$$

$$V_x = (0.15 * 1.38 * 1.15 * 28594.4) / 4 \quad V_x = \mathbf{1701.37KN}$$

$$V_x * 80\% = 1701.37KN * 0.8 \quad = \mathbf{1361.37KN}$$

$$V = (A.D.Q.W) / R$$

$$V_y = (0.15 * 1.34 * 1.15 * 28594.4) / 4 \quad V_y = 1652.39KN$$

$$V_y * 80\% = 1652.39KN * 0.8 \quad = \mathbf{1321.91KN}$$

V Dynamique ≥ 80 % V statiquecondition vérifier

➤ Cas 02 : R = 5 avec interaction portique – voile :

Calcul de la force dynamique totale V :

$$V_x = 1249.28 \text{ KN}$$

$$V_y = 1240.88 \text{ KN}$$

Calcul de la force sismique totale V :

$$V = (A.D.Q.W) / R$$

$$V_x = (0.15 * 1.38 * 1.15 * 28594.4) / 5 \quad V_x = \mathbf{1361.37KN}$$

$$V_x * 80\% = 1361.37KN * 0.8 \quad = \mathbf{1089.10KN}$$

$$V = (A.D.Q.W) / R$$

$$V_y = (0.15 * 1.34 * 1.15 * 28594.4) / 5 \quad V_y = \mathbf{1321.91KN}$$

$$V_y * 80\% = 1321.91KN * 0.8 \quad = \mathbf{1057.53KN}$$

V Dynamique ≥ 80 % V statiquecondition vérifier

4.8 Conclusion :

En comparaison entre les deux valeurs de coefficient de comportement R

$$R=4 ; R=5$$

On remarque que la Modélisation avec R=5 (mixte avec interaction) nous fournit des valeur inferieur à R=4

Pour cela la suit des calculs du mémoire seront établies avec le coefficient R=5

Pour la Modélisation robot on fixe l'encastrement du bâtiment ou niveau RDC (+0.00)

4.9 Les vérifications sismiques :

4.9.1 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA 99/V2003 Art : 7.1.3.3** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = N_d / B_c * F_{cj} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentellesismiques) ;

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Niveau	Combin	Nd(kN)	Section(mm ²)	Coté NECESSAIRE (cm)	RPA (cm)	Choix
RDC+E1+E2+E3+E4+E5	G+Q+E	2085,89	278118,67	52,73695763	25	60
E6+E7+E8+E9	G+Q+E	1480,08	197344	44,42341725	25	50
E10+E11+E12+E13	G+Q+E	842,97	112396	33,52551267	25	40

4.9.2 Vérification d'excentricité :

L'analyse automatique par le logiciel robot v2017 a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

SENSX

Étage	ex [m]	Lx [m]	ex/Lx	vérifications < 15%
1	1,26	25,1	5,02%	vérifié
2	1,26	25,1	5,02%	vérifié
3	1,26	25,1	5,02%	vérifié
4	1,26	25,1	5,02%	vérifié
5	1,26	25,1	5,02%	vérifié
6	1,26	25,1	5,02%	vérifié
7	1,26	25,1	5,02%	vérifié
8	1,26	25,1	5,02%	vérifié
9	1,26	25,1	5,02%	vérifié
10	1,26	25,1	5,02%	vérifié
11	1,26	25,1	5,02%	vérifié
12	1,26	25,1	5,02%	vérifié
13	1,26	25,1	5,02%	vérifié
14	0,37	7,4	5,00%	vérifié

SENSY

Étage	ey [m]	Ly [m]	ey/Ly	Vérifications < 15%
1	1,11	22,15	5,01%	Vérifié
2	1,11	22,15	5,01%	Vérifié
3	1,11	22,15	5,01%	Vérifié
4	1,11	22,15	5,01%	Vérifié
5	1,11	22,15	5,01%	Vérifié
6	1,11	22,15	5,01%	Vérifié
7	1,11	22,15	5,01%	Vérifié
8	1,11	22,15	5,01%	Vérifié
9	1,11	22,15	5,01%	Vérifié
10	1,11	22,15	5,01%	Vérifié
11	1,11	22,15	5,01%	Vérifié
12	1,11	22,15	5,01%	Vérifié
13	1,11	22,15	5,01%	Vérifié
14	0,79	15,7	5,03%	Vérifié

4.9.3 Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

Selon le **RPA 99/V2003 Art : 5.10**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Selon le **RPA 99/V2003 Art : 4.43**, Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

Le déplacement relatif plastique : $\delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le déplacement horizontal : $\delta_k = R \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement ;

4.9.4 Vérification déplacement enter étage selon X et Y

Déplacement entre étage (X)				
Étage	delta k(cm)(dr*R)	h étage(cm)	1%he (he/100)	Vérification
1	0,1	425	4,25	Vérifier
2	0,1	306	3,06	Vérifier
3	0,2	306	3,06	Vérifier
4	0,2	306	3,06	Vérifier
5	0,2	306	3,06	Vérifier
6	0,3	306	3,06	Vérifier
7	0,3	306	3,06	Vérifier
8	0,2	306	3,06	Vérifier
9	0,3	306	3,06	Vérifier
10	0,3	306	3,06	Vérifier
11	0,2	306	3,06	Vérifier
12	0,2	306	3,06	Vérifier
13	0,2	306	3,06	Vérifier
14	2,3	306	3,06	Vérifier

Déplacement entre étage (Y)						
Étage	dr (ux)	R	delta k(cm)(dr*R)	h étage(cm)	1%he (he/100)	Vérification
1	0	5	0,1	425	4,25	Vérifier
2	0,1	5	0,2	306	3,06	Vérifier
3	0,1	5	0,2	306	3,06	Vérifier
4	0,1	5	0,4	306	3,06	Vérifier
5	0,1	5	0,3	306	3,06	Vérifier
6	0,1	5	0,3	306	3,06	Vérifier
7	0,1	5	0,3	306	3,06	Vérifier
8	0,1	5	0,3	306	3,06	Vérifier
9	0,1	5	0,3	306	3,06	Vérifier
10	0,1	5	0,4	306	3,06	Vérifier
11	0,1	5	0,3	306	3,06	Vérifier
12	0,1	5	0,3	306	3,06	Vérifier
13	0,1	5	0,3	306	3,06	Vérifier
14	-0,2	5	0,7	306	3,06	Vérifier

4.10 Vérifications vis à vis l'effet P-Δ :

Selon le **RPA 99/V2003 Art : 5.9**, Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

- ✓ Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- ✓ Si $\theta_k > 0,2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée

L'effet P-Delta :

Direction X :

Étage	G (Fz)	Q	PK	delta k(mm)(dr *R)	Vk	Hk étage (mm)	Téta	Vérification
1	-26115,26	-9631,57	28041,574	0,1	1423,02	425	0,00463663	vérifie
2	-23998,32	-8854,32	25769,184	0,1	1398,66	306	0,00602098	vérifie
3	-21979,11	-8128,3	23604,77	0,2	1359,06	306	0,01135193	vérifie
4	-19959,91	-7402,29	21440,368	0,2	1310,73	306	0,01069123	vérifie
5	-17940,71	-6676,28	19275,966	0,2	1253,48	306	0,01005095	vérifie
6	-15921,5	-5950,27	17111,554	0,3	1182,07	306	0,01419208	vérifie
7	-13902,3	-5224,26	14947,152	0,3	1094,98	306	0,01338296	vérifie
8	-11883,1	-4498,25	12782,75	0,2	993,27	306	0,00841135	vérifie
9	-9863,89	-3772,24	10618,338	0,3	876,21	306	0,01188087	vérifie
10	-7844,69	-3046,22	8453,934	0,3	743,28	306	0,01115081	vérifie
11	-5825,49	-2320,21	6289,532	0,2	596,91	306	0,00688681	vérifie
12	-3806,28	-1594,2	4125,12	0,2	433,88	306	0,00621406	vérifie
13	-1788,28	-869,19	1962,118	0,2	237,69	306	0,00539539	vérifie

14	-234,7	-161,18	266,936	2,3	40,28	306	0,04981087	vérifie
----	--------	---------	---------	-----	-------	-----	------------	---------

Direction y :

Étage	G (Fz)	Q	PK	delta k(mm)(dr*R)	Vk	Hk étage (mm)	Téta	Vérification
1	-26115,26	-9631,57	28041,574	0,1	1473,72	425	0,00447712	vérifie
2	-23998,32	-8854,32	25769,184	0,2	1447,94	306	0,01163211	vérifie
3	-21979,11	-8128,3	23604,77	0,2	1407,62	306	0,01096031	vérifie
4	-19959,91	-7402,29	21440,368	0,4	1358,92	306	0,02062419	vérifie
5	-17940,71	-6676,28	19275,966	0,3	1300,77	306	0,01452832	vérifie
6	-15921,5	-5950,27	17111,554	0,3	1227,78	306	0,01366371	vérifie
7	-13902,3	-5224,26	14947,152	0,3	1138,29	306	0,01287376	vérifie
8	-11883,1	-4498,25	12782,75	0,3	1032,79	306	0,01213423	vérifie
9	-9863,89	-3772,24	10618,338	0,3	910,84	306	0,01142916	vérifie
10	-7844,69	-3046,22	8453,934	0,4	772,7	306	0,01430166	vérifie
11	-5825,49	-2320,21	6289,532	0,3	620,39	306	0,00993924	vérifie
12	-3806,28	-1594,2	4125,12	0,3	449,17	306	0,0090038	vérifie
13	-1788,28	-869,19	1962,118	0,3	243,3	306	0,00790647	vérifie
14	-234,7	-161,18	266,936	0,7	40,73	306	0,01499234	vérifie

4.11 Conclusion :

On a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le (RPA99/2003).

Finalement ; on peut passer au ferrailage des éléments.

Chapitre5

Ferrailage des éléments structuraux

5 Ferrailage des éléments structuraux

5.1 Introduction :

Connaissant les sollicitations auxquelles (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage qui sont les

Poteaux, les poutres et les voiles. Le calcul de ces sollicitations, nous le ferons sous les

Différentes combinaisons préconisées par le CBA/93 et le RPA/2003.

Pour la détermination du Ferrailage, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ROBOT), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

5.2 Etude de ferrailage des poteaux :

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en **flexion composée déviée**.

-Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables :

L'effort normal résulte de la part des charges verticales reprise par le poteau et d'un moment résultant de l'action horizontale représentée par le séisme (ou par le vent).

Une fois les sollicitations déterminées (moment, effort normal, effort tranchant) on procède au calcul des armatures longitudinales et transversales conformément au code de calcul des structures en béton armé. La dernière étape consiste à vérifier un certain nombre de conditions imposées par les règles BAEL/91, CBA/93 et RPA99/v2003, en retenant comme valeur à chaque fois, le cas le plus défavorable.

5.2.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

➤ Béton :

$\gamma_b = 1.5$ (Durable)

$\gamma_b = 1.15$ (Accidentelle)

➤ Acier (FE400):

$\gamma_s = 1.15$ (Durable)

$\gamma_s = 1$ (Accidentelle)

f_{c28} (MPa) ; f_e (MPa) = 400g

Combinaison des charges :

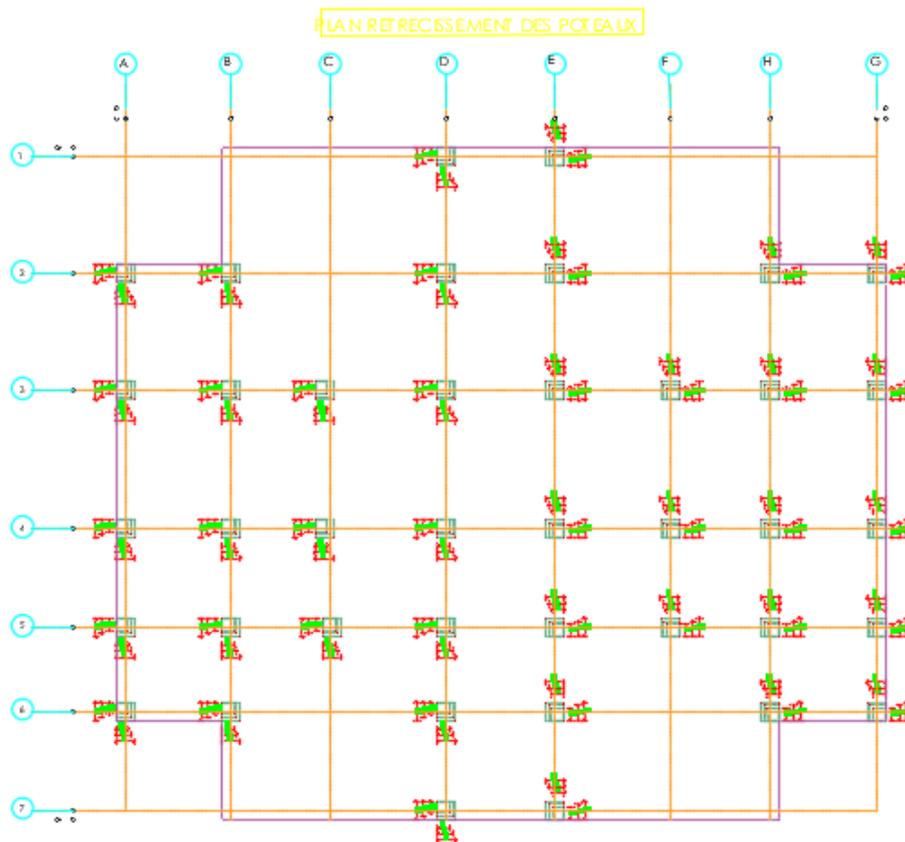
Selon BAEL 91:(situation durable)

- ELU : $1.35G+1.5Q$
- ELS : $G+Q$

Selon RPA 99:(situation accidentelle)

- $G+Q+Ex,y$
- $0.8G \pm Ex, y$

5.2.2 Plans de repérage des poteaux :



Plan de repérage des poteaux RDC – 12 étages

5.2.3 Vérification des sollicitations tangentes :

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 limité Ultime par :

$$\tau_u = V / b * d$$

Doit être inférieure ou égale à la valeur limite :

$$\tau_u \leq r_{bu}$$

Avec :

$$r_{bu} = \rho_d * f_{c28} \dots \dots \dots \text{art 7.4.3.2 ; RPA 99V2003}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g > 5$$

$$\rho_d = 0.040 \text{ si } \lambda_g < 5$$

➤ **Les données de logiciel robot :**

A l'ELU : $M_u = 22.63 \text{ KN.m}$

$N_u = 1170.17 \text{ KN}$

➤ **Calcul de l'excentricité e0:**

$$e_0 = M_u / N_u = 22.63 / 1170.17 \dots \dots \dots e_0 = 1.9 \text{ cm}$$

$$e_0 < (h/2) - c = (60/2) - 5 = 25 \text{ cm} \dots e_0 = 1.9 \text{ cm} < (h/2) - c = 25 \text{ cm} \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie :**

Pour le poteau :

$$I_{pot} = (b.h^3/12) = (60*60^3/12) = 108 * 10^4 \text{ cm}^4$$

Pour la poutre :

$$I_{pout} = (b.h^3/12) = (30*40^3/12) = 16 * 10^4 \text{ cm}^4$$

On constate que $I_{pot} > I_{pout}$;

D'où $L_f = L_o = 425 \text{ cm} = 425 \text{ cm}$

➤ **Excentricité accidentelle :**

$$e_a = \text{Max} (2 \text{ cm}; L_f/250) \longrightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } e_1 = e_0 + e_a = 3.9 \text{ m}$$

➤ **Effet de la nature des charges :**

L'excentricité due aux effets de second ordre 2e

$$e_2 = \frac{3Lf^2 (2+\alpha.\emptyset)}{(10^4 \cdot h)}$$

e₂ = 2.4cm

➤ **On peut finalement calculer**

l'excentricité :

e = e₁+e₂ = 3.9+2.4 = 6.3cm

M_u = N_u*e = 1170.17KN *0.063= 73. 72KN.m

D'après logiciel "ROBOT EXPERT" on trouve :

Poteau								
	N KN	My KNm	Mz KNm	AS1	AS2	AS	choix	Section Cm ²
60*60	1170	25.91	16.38	2.9	2.9	28.2cm ²	16HA16	32.17cm ²
	211.15	49.68	-24.66					
	198.01	17.87	53.29					
	-446.04	-35.87	12.34					
50*50	506.82	5.66	0.78	3	1.0	20cm ²	12HA16	24.13cm ²
	114.18	46.90	-21.21					
	165.06	-18.56	-38.40					
	50.32	-35.01	18.41					
40*40	210.41	23.51	-13.01	2.2	1.0	12.8cm ²	8HA16	16.8cm ²
	32.37	37.76	-16.64					
	42.22	-14.80	-31.44					
	2.35	-3.62	15.73					

5.2.4 Vérification :

$$A_{min} = f_{t28}/f_e * b * h$$

$$A_{min} = 2.1/400 * 60 * 60 = 18.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 32.17 \geq A_{min} = 18.9 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

5.2.5 Vérification des Armatures transversales selon RPA99/V2003 (art 7.4.2.2) :

$$A_t/t = \rho_a * V_u / h_l * f_e$$

Tel que :

V_u : est l'effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur total de la section brute ;

f_e : Contrainte élastique de l'acier d'armature transversales ;

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\left[\begin{array}{ll} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \lambda_g \leq 5 \end{array} \right. \quad \lambda_g : \text{l'élancement. Géométrique}$$

L'élancement géométrique du poteau est donné par :

$$\lambda_g = (L_f/a ; L_f/b)$$

$$\lambda_g = 7.08 \dots\dots\dots \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \lambda_a = 2.5$$

Avec :

a et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

t : est l'espacement des armatures transversales; la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la Zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15 \text{ cm})$ en zone I et IIa ;

$$t \leq \min(10 * 1.6, 15 \text{ cm})$$

$$t \leq \min(16 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm on adopte } t = 10$$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone I et IIa ;

$$t' \leq 15\phi$$

$$t' \leq 15 \cdot 1.6 = 20\text{cm} \quad \text{on adopte } t' = 15$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armature transversale minimale A_t/t en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } \lambda g \geq 5 & 0,3\% \\ \text{Si } \lambda g \leq 3 & 0,8\% \\ \text{Si } 3 \leq \lambda g \leq 5 & \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_1$ minimum.

On a :

$$V_u = 28.16 \text{ kN}$$

$$A_t/t = \rho_a \cdot V_u / h_1 \cdot f_e$$

$$A_t = 2.5 \cdot 28.16 \cdot 10^3 / 600 \cdot 400 = 0.29 \text{ cm}^2$$

La section minimale des cadres :

Par BAEL :

$$\Phi \geq 1/3 \Phi_{\text{max}}$$

$$\Phi \geq 4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } \lambda g = 7.08 \geq 5 \quad 0,3\%$$

- Zone nodale : $A_t = 0.3\% \times b \times t = 0.003 \times 60 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t = 0.3\% \times b \times t = 0.003 \times 60 \times 20 = 3.1 \text{ cm}^2$

On adopte :

- Zone nodale : **6HA8 = 3.02 cm²**
- ❖ Zone courante : **6HA8 = 3.02 cm²**

Longueur de recouvrement :

$$40 \Phi \text{ (en zone IIa)} = 40 \cdot 16 = 64 \text{ cm.}$$

Longueur de la zone nodale :

$$h' = \text{Max} (h_e / 6; b_1; h_1; 60) \text{ cm} = (70.83; 60; 60; 60) = 65 \text{ cm}$$

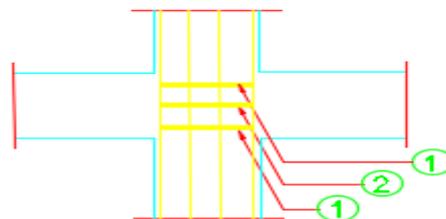
La longueur droite de cadre égale $10 \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$; Fermés par des crochets à 135° .

poteau	L'enrobage	Vmax (KN)	τ_u (MPA)	λg	ρ_d	$\frac{r_{bu}}{r_{bu}}$ (MPA)	Observation
60*60	5	78,28	0,20	5,75	0,075	1,875	CV
50*50	5	128,76	0,33	4,71	0,04	1	CV
40*40	5	161,42	0,41	4,71	0,04	1	CV

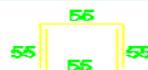
Schéma de Ferraillage :

Ferraillage des poteaux :

**DETAIL NOEUD
POTEAU - POUTRE
CAS POTEAU (60x60)**

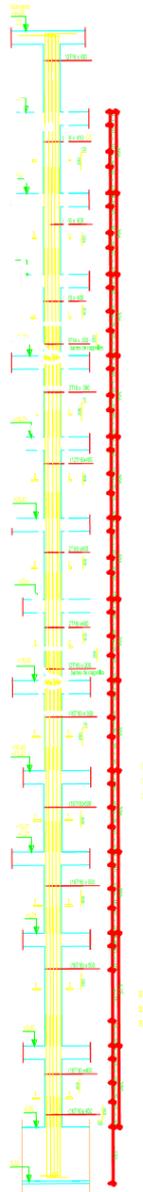


1) - Prevoir 2U en T8 x 170

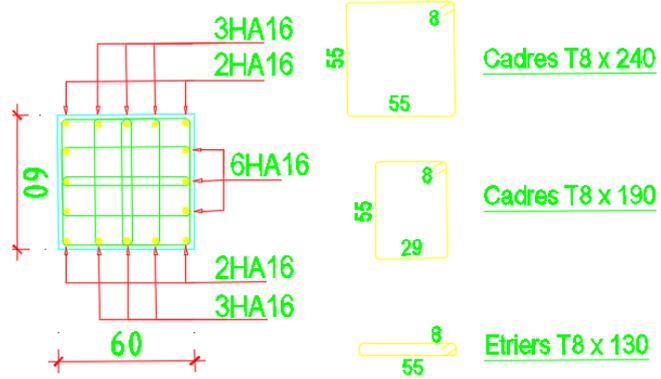


2) - Prevoir 2U en T8 x 170

POTEAUX P1 (0x030x50/0x40)



COUPE 1-1



5.3 Ferraillage des poutres

Les poutres sont sollicitées en **flexion simple**, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination de la section des armatures

Dans notre structure on a deux types des poutres principale (30x40) dans le sens Y et poutre secondaire (30x35) dans le sens X.

Après la détermination des sollicitations, on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version2003 des efforts données par le logiciel de calcul robot, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par :

}	1.35G + 1.5Q ELU
	G + Q ELS
	G + Q ± E Accidentel
	0.8G ± E Accidentel

5.3.1 Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%.b.h** (en toute section) ;
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4%** de la section de béton (en zone courante) ;
 - 6%** de la section de béton (en zone de recouvrement) ;

La longueur minimale de recouvrement est de :

40 Φ (en zone I et IIa) ;

50 Φ (en zone IIb et III) ;

- ✓ L’ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d’angle doit être respecté des crochets à **90°** (RPA 99/2003) ;

➤ **Caractéristique des matériaux :**

- Béton : $f_{c28} = 22\text{MPa}$; $g_b = 1,15$ (situation accidentelle)
- Acier : FeE400, $f_{e400}\text{MPa}$; $g = 1$ (situation accidentelle)

5.3.2 Calcule le ferraillage longitudinal :

En utilisant le logiciel Robot expert pour calculer le ferraillage, on a trouvé

➤ **Sollicitation de calcul :**

En utilisant le logiciel Robot expert pour calculer le ferraillage, on a trouvé :

	En appuis			En travée		
	Mnu	Mns	Macc	Mnu	Mns	Macc
P1 (30*40)	-30.54	-22.22	-44.63	16.31	11.85	23.44
P2 (30*40)	-54.47	-38.84	-44.85	20.56	14.64	25.98
P3 (30*35)	-26.15	-19	-41.80	9.64	7.01	23.09
P4 (30*35)	-25.41	-18.21	-18.62	20.36	14.60	12.07

poutre	As calculé (cm ²)		ferraillage adopté		section adopté (cm ²)	
	en travée	en appuis	en travée	en appuis	en travée	en appuis
PP 30 40	5,1	2,6	5HA12	3HA12	5,65	3,39
PP 30 40	4,3	3,7	5HA12	3HA12	5,65	3,39
PS 30 35	1,2	2,4	3HA12	3HA12	3,39	3,39
PS 30 35	1,5	1,9	3HA12	3HA12	3,39	3,39

➤ **Recouvrement :**

Selon l’RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa est de 40 Ø donc :

zone IIa	Barre (Ø)	longueur de recouvrement (cm)
40 Ø	12	48

5.3.3 Vérification des Conditions exigées par RPA99/V2003:

$$A_{\min} = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{zone courante})$$

$$A_{\max} = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{zone de recouvrement})$$

5.3.4 EXEMPLE DE CALCULE :

5.3.4.1 Ferrailage transversale :

➤ **D’après le BAEL91 :**

On doit vérifier que : $\overline{\tau_u} \leq \tau_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \cdot b_0} = 0.42 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{Mpa})$$

$$\tau_u = (0.15 \cdot 25 / 1.15 ; 4\text{Mpa})$$

$$\tau_u = \min (2.5 \text{ Mpa} ; 4\text{Mpa})$$

$$\tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$0.42 \text{ Mpa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition verifier}$$

Choix des armatures transversales (selon le B.A.E.L):

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing 1 \right) \text{ (l'article A7.2.2)}$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min (11,4 ; 30 ; 12)$$

$$\varnothing_t \leq 11,4$$

On prend : $\varnothing_t = \text{HA8}$

L'espacement maximal :

$$St \leq \min (0.9d; 40\text{cm})$$

$$St \leq \min (0.9 \cdot 36; 40\text{cm})$$

$$St \leq \min (32.4; 40\text{cm}) \qquad St \leq 32.4\text{cm}$$

$$St \leq 0.9 \cdot A_t \cdot f_e / \gamma_s \cdot b_0 \cdot \tau_u$$

$$St \leq 0.9 \cdot 2,01 \cdot 400 / 1.15 \cdot 30 \cdot 0.42$$

$$St \leq 37,45 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

section (cm)			l'enrobage c (cm)	φt max (mm)	Øt adopté	AT adopté	At (mm²)	St doit <	St doit < a	St max (cm)
b	h									
PP	30	40	4	12	8	4 Ø8	201	21,14	66,987	37,45
PS	30	35	4	10	8	4 Ø8	201	47,57	66,987	27,9

D'après LE RPA 99/version 2003 :

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « h/4 ; 12Φ »

$$St \leq (40/4 ; 12*1.2)$$

$$St \leq (10 ; 14.4)$$

$$St \leq 10 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $S \leq h/2$ »

$$St \leq 40 / 2$$

$$St \leq 20 \text{ cm}$$

Quantité d'armatures :

$$A_{tmin} \leq A_t$$

$$A_{tmin} = 0,003*S*b \text{ La quantité des armatures transversales}$$

La Zone Nodales :

$$A_{tmin} = 0,003* 10 * 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

La Zone Courante :

$$A_{tmin} = 0,003* 20 * 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

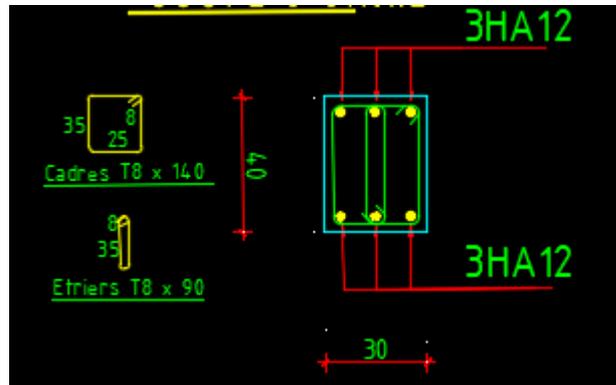
		section(cm)		l'enrobage c (cm)	St max		St adopté	
		b	h		Zone nodale	Zone courant	Zone nodale	Zone courant
Poutres	PP	30	40	4	10	20	10	20
	PS	30	35	4	8,75	17,5	10	15

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

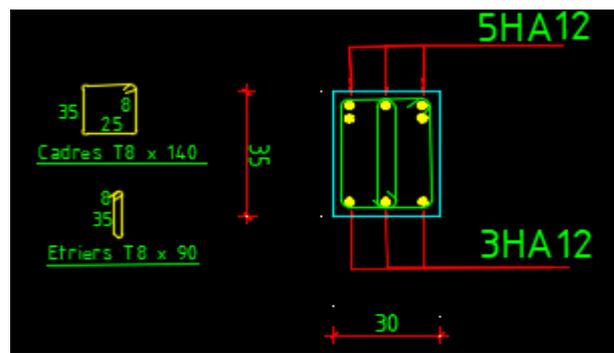
	At	
	Zone courant	Zone nodale
PP	1.8	0.9
PS	1.35	0.9
	Condition	verifier

Schéma de Ferrailage :

Ferrailage poutre secondaire 30*35 :



Ferrailage poutre principale 30*40 :



5.4 Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles s’effectuera selon le règlement CBA.93 et les vérifications selon le RPA 99/version 2003. Sous l’action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celle du vent ainsi que les forces dues aux charges verticales. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

1. Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l’action du séisme.
2. Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d’exploitations et la charge Sismique.

Ces derniers seront tirés à partir du logiciel robot sous la combinaison l’action suivantes :

Selon le règlement BAEL 91 (situation durable) :

- ELU 1.35G+1.5Q
- ELS G+Q

Selon le RPA (Situation accidentelle) :

- G+Q+EDX
- G+Q+1.31EDY
- 0.8G+EDX
- 0.8G+1.31EDY

5.4.1 Vérification de la stabilité et de la résistance d’un voile :

➤ **Effort de compression a ELU :**

L’effort limite ultime $N_{u, \text{lim}}$ est donnée par les formules suivantes :

$$N_u \leq \alpha * [Br * f_{c28} / 0,9 * \gamma_b + A * f_e / \gamma_s] \dots\dots\dots \text{BAEL B.8.4}$$

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours ; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

f_e : Limite d’élasticité de l’acier. $f_e = 400 \text{ MPA}$

Longueur de flambement :

$$l_f = 0.8 \times l = 0.8 \times 390 = 313 \text{ cm } (l = l_0 - h = 425 - 45 = 390 \text{ cm})$$

L’élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\sqrt{12}$$

$$\lambda = l_f * \quad / a$$

$$\lambda = 312 \sqrt{12} / 30$$

$$\lambda = \mathbf{36,02}$$

Coefficient α :

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 * (\lambda / 35)^2)$$

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 * (36,02 / 35)^2)$$

$$\alpha = \mathbf{0,70}$$

La surface réduit :

$$B_r = d(a - 2)$$

$$B_r = 2.23(0.3 - 0.02)$$

$$\mathbf{B_r = 6244 \text{ cm}^2}$$

$$d_{\max} = [2l_c / 2; H_e / 2]$$

$$d_{\max} = [2,23; 2,12]$$

$$\mathbf{d_{\max} = [2,23]}$$

On remplace :

$$N^u \leq 0,70 * [6244 * 25 / 0,9 * 1,15]$$

$$\mathbf{N^u \leq 8094,07 \text{ KN}}$$

La contraintes limites a ELU :

$$\sigma_{\text{lim}} = N_{\text{lim}} / a * d$$

$$N_{\text{lim}} = \sigma_1 * \sigma_2 / 2 * a * d$$

D'après robot :

$$M_u = 9,42 \text{ KN. M}$$

$$N_u = 1472,69 \text{ KN}$$

Avec : Les contraintes aux extrémités du voile sont déterminées, selon les hypothèses de la résistance des matériaux comme suit :

Pour l'extrémité gauche :

$$\sigma_1 = N / B + MV / I$$

$$\sigma_1 = 1472,69 \cdot 10^{-3} / 0,3 \cdot 3,65 + 9,42 \cdot 10^{-3} \cdot 1,82 / (0,3 \cdot 3,65^3 / 12)$$

$$\sigma_1 = 1360,11$$

Pour l'extrémité droite :

$$\sigma_2 = N / B - MV / I$$

$$\sigma_2 = 1472,69 \cdot 10^{-3} / 0,3 \cdot 3,65 - 9,42 \cdot 10^{-3} \cdot 1,82 / (0,3 \cdot 3,65^3 / 12)$$

$$\sigma_2 = 1329,73$$

Alors :

$$Nu_{lim} = 2010,34 \leq 8094,07 \dots \text{condition verifier}$$

➤ **Vérification de la Contrainte de compression (ELS) :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_c = N_s / B + \overline{M_s} V / I \leq \sigma_c = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_c = 9,1 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

La vérification de la contrainte est faite à l'aide de la Formule :

$$\tau_b = v / b \cdot d \leq 0,2 f_{c28} = 0,2 \cdot 25 = 5 \text{ MPA} \dots \text{art } 7.7.2-$$

RPA99

Avec :

$$b = 1 \text{ ml ;}$$

$$d = 0,9 \times \text{hauteur totale de la section brute. } d = 0,9 \cdot 3,65 = 3,28 \leq 5 \dots \text{CV}$$

b : épaisseur du voile (30cm).

$$V = 0,17$$

$$\tau_b = 0,17 / 0,3 * 3,28$$

$$\tau_b = 0,17 \leq 5 \dots\dots\dots\text{condition vérifier}$$

5.4.2 Principes de dimensionnement règlementaires selon le RPA99/V2003 :

➤ **Armatures verticales :**

La section d’armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- 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.
- Zone tendue : un espacement maximal de **15 cm** et un pourcentage minimal de **0.20%**

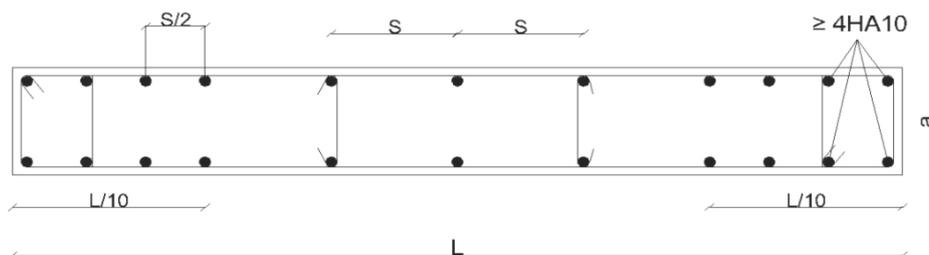
De la section du béton, $A_{\min} = 0.20\% \times l_t \times e$

Avec :

l_t : longueur de la zone tendue ;

e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l’espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile (figure 6.6), **Cet espacement d’extrémité doit être au plus égal à 15cm.**
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
Toutes les autres barres n’ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

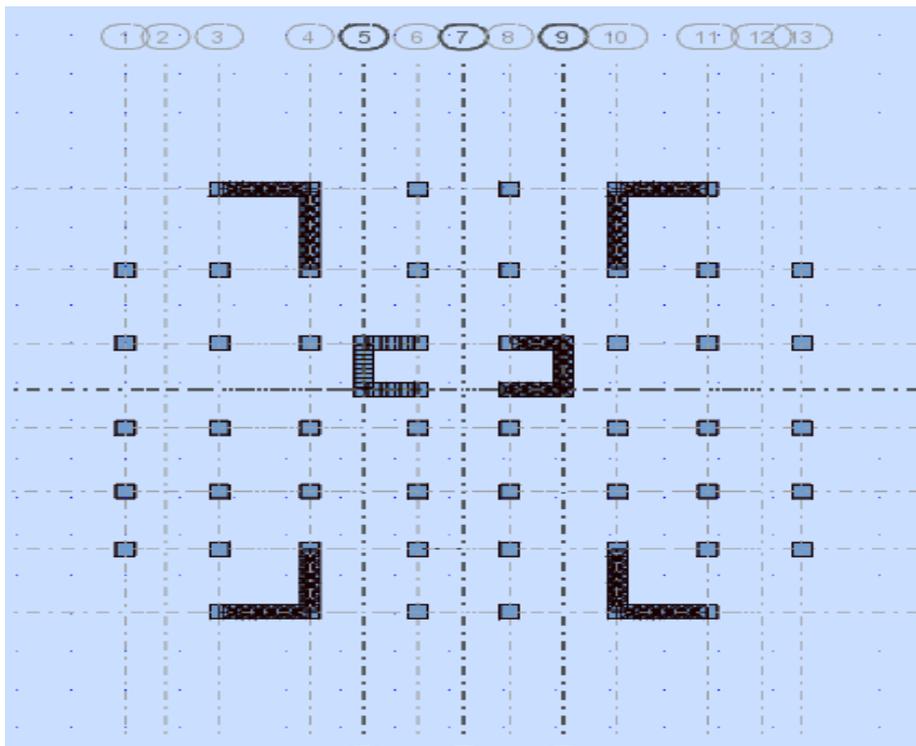
➤ **Armatures horizontales**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales

➤ **Règles communes :(art 7.7.4.3 ; RPA)**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontal de trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile **0,15%** ;
 - En zone courante **0,1%**.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : **$S_t \leq \min(1,5a, 30 \text{ cm})$**
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré.
- Le diamètre de barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devra pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Æ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - **20Æ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Plan de repérage des voiles :



Disposition des voiles

5.4.3 Le Ferraillage du voile RDC (4,25) :

5.4.3.1 Ferraillage vertical :

➤ **La dimension de la section d'acier longitudinale :**

Sous la combinaison sismique : 0.8G+EDX

D'après robot :

M =1260,55 KN. M

N =1195,71 KN

V= 0,17

$$\sigma_t = N / B - MV / I \dots\dots\dots(\text{traction})$$

$$\sigma_c = N / B + MV / I \dots\dots\dots(\text{compression})$$

$$\sigma_t = 1195,71 / 3,65 \cdot 0,3 - 1260,55 \cdot 1,82 / 1.21$$

$$\sigma_t = 899.29 \text{ KN/ m}^2$$

$$\sigma_c = 1195,71 / 3,65 * 0,3 + 1260,55 \cdot 1,82 \cdot 1,21$$

$$\sigma_c = 3407,83 \text{ KN/m}^2$$

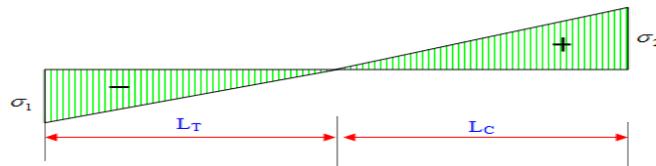
Danc :

Longueur de la zone tendue :

$$L_c / L = \sigma_c / \sigma_c + \sigma_t$$

$$L_c = \sigma_c / \sigma_c + \sigma_t * L$$

$$L_c = 2,65 \text{ m}$$



Longueur de la zone comprimée :

$$L_t = L - L_c$$

$$L_t = 3,65 - 2,65$$

$$L_t = 1 \text{ m}$$

Le règlement autorise à prendre :

$$d_{\max} = [2l_c / 2 ; H_c / 2]$$

$$d_{\max} = [1,76 ; 2,12]$$

$$d_{\max} = [2,12]$$

La force de traction

$$F_t = \sigma_t / 2 * L_t * e$$

$$F_t = 8992,9 / 2 * 1 * 0,3$$

$$F_t = 14988,16 \text{ KN}$$

➤ **Les armatures verticales :**

$$A_s = F_t / F_e$$

$$A_s = 14988,16 / 40$$

$$A_s = 35,60$$

on adopte 18 HA 16

Ferraillage minimale :

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0.0015 \cdot 30 \cdot 100$$

$$\mathbf{A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2}$$

Ferraillage minimale (zone tendue):

$$A_{\min} = 0.2\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0.002 \cdot 30 \cdot 100$$

$$\mathbf{A_{\min} = 6 \text{ cm}^2}$$

5.4.3.2 Le Ferraillage horizontale : il faut fixe l'espacement

$$St \leq \min (1.5a; 30\text{cm}) = \min (1.5 \times 30; 30) = (45 ; 30\text{cm}) \quad \Rightarrow \mathbf{St = 30 \text{ cm}}$$

On calcul à présent la section d'armatures transversale :

- Selon le BAEL 91 (Ritter-Morsch) :

$$A_l / St \geq r_u / 0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)$$

On a: $r_u = v / b_0 \cdot d \quad r_u = 0,17 / 0,3 \cdot 0,9 \cdot 3,65 = 1.88 \text{ Mpa}$

Danc :

$$A_l \geq (1,88 / 0,9 \cdot 400) \cdot 30 \cdot 30 = 0.047 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures minimales :**

Selon RPA99 (art 7.7.4.3) :

Ferraillage minimal Globalement dans le voile

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.0015 \times 30 \times 100$$

$$A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Selon BAEL 91 (art A.5.1.22) :

$$A_{tmin} / b_0 \cdot St = 0,4 / f_e$$

$$A_{tmin} = 0,4 / 400 \cdot 30 \cdot 30$$

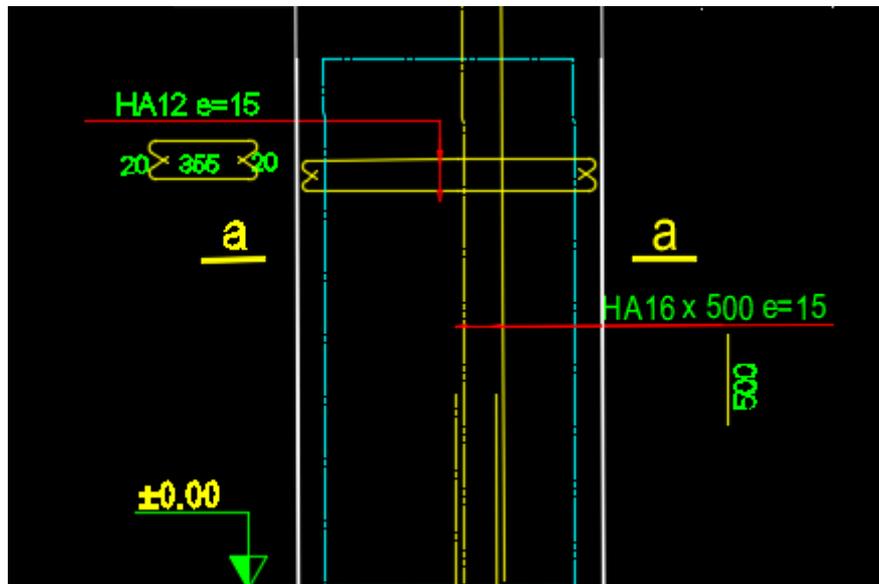
$$A_{tmin} = 0,9 \text{ cm}^2$$

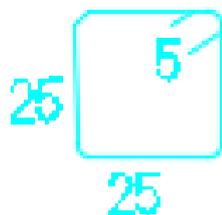
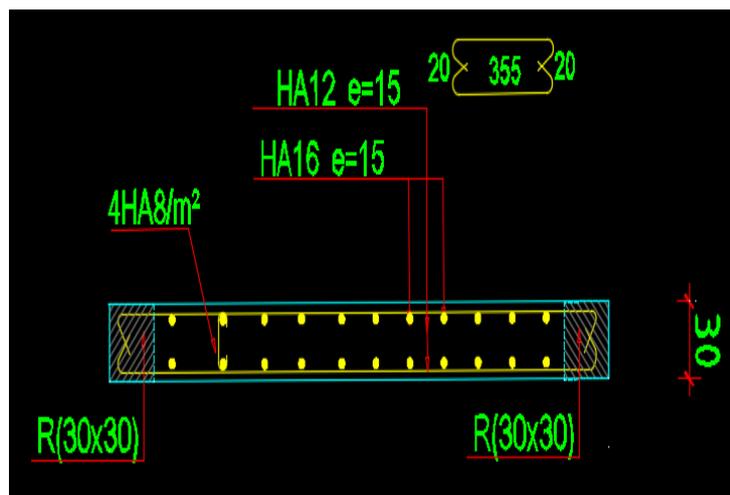
On adopte $\Rightarrow A_{tmin} = 4 \text{ cm}^2$

Donc on adopte un ferraillage horizontal en HA12 avec espacement de 30 cm.

Schéma de Ferraillage :

Ferraillage Voile niv +4.25 :





5.4.4 Le Ferraillage du voile inter-étages (3.06) :

-Pour le ferraillage du voile entre étages on utilise la même méthode que la première. On trouve que :

ELU		contrainte tangentielle	
M KN.m	N KN	V KN	fc28 MPA
17.82	1388.04	0.13	25

Vérification					
ELU		ELS		contrainte tangentielle	
Nu	$\frac{N}{Nu}$	σ_c	σ_c	ru	ru
932.97 KN	8556.59	8.3 MPA	15 MPA	0.75MPA	5MPA
Condition vérifie		Condition vérifie		Condition vérifie	

(a) Le Ferraillage vertical :

Sous la combinaison sismique : 0.8G+EDX

D'après robot :

M =1083.61 KN. M

N =661.07 KN

V= 135 KN

Lt = L-Lc

Lt = 3,65 – 3.19

Lt = 0.46 m **alors :** $A_s = 19.53 \text{ cm}^2$

D'après RPA : $A_{min} = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **On adopte 18HA14**

(b) Le Ferraillage horizontale :

$St \leq \min (1.5a; 30\text{cm}) = \min (1.5 \times 30; 30) = (45 ; 30\text{cm}) \Rightarrow$ **St = 30 cm**

On calcul à présent la section d'armatures transversale :

- Selon le BAEL 91 (Ritter-Morsch) :

$$A_l / St \geq ru / 0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)$$

On a: $ru = v / b_0 * d$ $ru = 0.13 / 0,3 * 0,9 * 3,65 = 1.31 \text{ Mpa}$

Danc :

$$A_l \geq (1,31 / 0,9 * 400) * 30 * 30 = 0.032 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures minimales :**

Selon RPA99 (art 7.7.4.3) :

Ferraillage minimal Globalement dans le voile

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times h = 0.0015 \times 30 \times 100$$

$$A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Selon BAEL 91 (art A.5.1.22) :

$$A_{tmin} / b_0 * St = 0,4 / f_e$$

$$A_{tmin} = 0,4 / 400 * 30 * 30$$

$$A_{tmin} = 0,9 \text{ cm}^2$$

On adopte $\Rightarrow A_{tmin} = 4 \text{ cm}^2$

Donc on adopte un ferraillage horizontal en HA12 avec espacement de 30 cm.

CHAPITRE 6

Ferrailage des éléments SECONDAIRES

6 Ferrailage des éléments secondaires

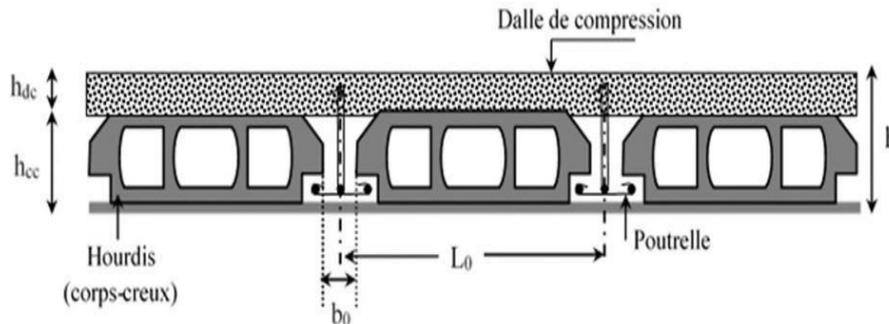
6.1 Introduction

Les éléments secondaires ou non structuraux à savoir les planchers, escalier, acrotère sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait suivant le cheminement suivant : dimensionnement, évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, toutes en respectant la réglementation en vigueur.

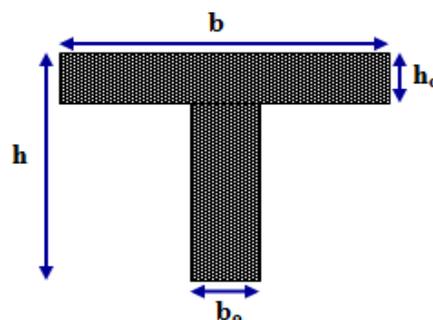
6.2 Planchers à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou "**entrevous**" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à desparpaings),
- Les **poutrelles** en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble etprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- Une **dalle de compression** armée coulée sur les entrevous. Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.



Coupe transversale d'un plancher à corps creux.



Coupe transversale d'une poutrelle.

bo = 12 cm ; b1 = 26.5 cm ; b = 65 cm ;
 ho = 4 cm ; h = 20 cm ; c=2,5cm ;
 d= h-c =17.5 cm ;

6.2.1 Sollicitation :

En utilisant le logiciel robot pour trouver les moments max dans les poutrelles :

	Mu	Ms	Mu * 0.6	Ms * 0.6
En appuis	3.88	2.73	2.32	1.63
En travée	10.08	7.12	6.04	4.27

6.2.2 Ferrailage longitudinale :

D'après le logiciel robot expert en trouve :

	AS	Choix	AS adopte	Vérification
En appuis	2.9	3HA12	3.39	Vérifie
En travée	0.6	1HA10	0.79	Vérifie

➤ **La Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 17.5 \cdot 65 \cdot 2.1 / 400$$

$$A_{min} = 0.2 \text{ cm} \leq A \text{ adopté} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

La flèche admissible f est donnée par :

$$f = L / 500 \quad \text{pour } L \leq 5$$

On utilise le logiciel robot expert pour faire la vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

L (cm)	Mg	Mq	As travée (cm ²)	As appuis (cm ²)	Δft (mm)	Δfad m (mm)	Verifications
385	3,6	6,4	1,57	2,26	1.3	7.8	Verifier

6.2.2.1 Ferraillage transversale :

➤ **Vérification des efforts tranchant :**

$$\tau_u \leq \tau_u$$

$$\tau = V_u / d \cdot b_0$$

$$= 0.32 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{Mpa})$$

$$\tau_u = (0.15 \cdot 25 / 1.15 ; 4\text{Mpa})$$

$$\tau_u = \min (2.5 \text{ Mpa} ; 4\text{Mpa})$$

$$\tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$0.32 \text{ Mpa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

➤ **Choix des armatures transversales** (selon le B.A.E.L):

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing_l \right) \text{ (l'article A7.2.2)}$$

$$35 \quad 10$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 12 \right)$$

$$35 \quad 10$$

$$\varnothing_t \leq \min (5.71 ; 12 ; 12)$$

$$\varnothing_t \leq 5.71 \text{ mm}$$

On prend: $\varnothing_t = \text{HA8}$

On adopt:

$$A_t = 2HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

L'espace maximal:

$$S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{tmax})$$

$$S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (0.9 \cdot 17.5; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (15.75; 40\text{cm}) \quad \quad \quad \mathbf{S_t \leq 15.75\text{cm}}$$

$$S_t \leq 0.9 \cdot A_t \cdot f_e / \gamma_s \cdot b_0 \cdot \tau_u$$

$$S_t \leq 0.9 \cdot 2.01 \cdot 400 / 1.15 \cdot 100 \cdot 0.32$$

$$S_t \leq 19.66\text{cm} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

$$S_t \leq A_t \cdot f_e / 0.4 \cdot b_0 \quad S_t \leq 1 \cdot 400 / 0.4 \cdot 12 \quad \quad \mathbf{S_t \leq 83.33\text{cm}}$$

$$S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{tmax})$$

$$S_t \leq \min (19.66; 83.33; 15.75)$$

$$S_t \leq 15.75$$

En adopte :

$$\mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

6.2.3 Les armatures de la dalle de compression :

Le calcul ce faite par un bond de 1m Plancher a corps creux 16+4

L'hourdis de dimensions 16× 50 ×20 cm

B=100 cm

e= 4 cm

et après le Cheema $l_x = 0.5\text{m}$ (entre nu)

et on a Fe500 (pour les trilles soudées)

Donc

$$\rho_0 = 0.0006 \text{ (art B.7.4d'ares tableau de BAEL 91)}$$

$$A_y \geq \rho_y \cdot b \cdot e = 0.0006 \cdot 100 \cdot 4$$

$$A_y \geq 24 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

Quand

$$\rho_x \geq \rho_0 \cdot (3 - L_x / l_y) / 2$$

$$\text{Alors } \rho_x = 0.0009$$

$$A_x \geq \rho_x \cdot b \cdot e \quad A_x \geq 0.0009 \cdot 100 \cdot 4$$

$$A_x \geq 36 \text{ mm}^2 / \text{ml on adopte}$$

T.S D 5/5. 150/150 (après le tableau de TS disponible en Algérie)

Schéma de Ferraillage:

Ferraillage Dalle cc 16+4 :



6.3 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, servant de garde-corps contre toute chute accidentelle. Il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est soumis à la flexion composée due à :

Un effort normal dû à son poids propre (G) ;

Un moment dû à la surcharge (Q).

6.3.1 Armature longitudinale :

$$A_{s \text{ min}} = 0.0025 S$$

On calcule sur mètre linéaire :

$$S = 10 \times 100 = 1000 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Alors :

$$A_{s \text{ min}} = 0.0025 \times 1000 = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte : **5HA8**

$$A_{s \text{ adopt}} = 2,51 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification d'espacement :

$$S_t = 20 < \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

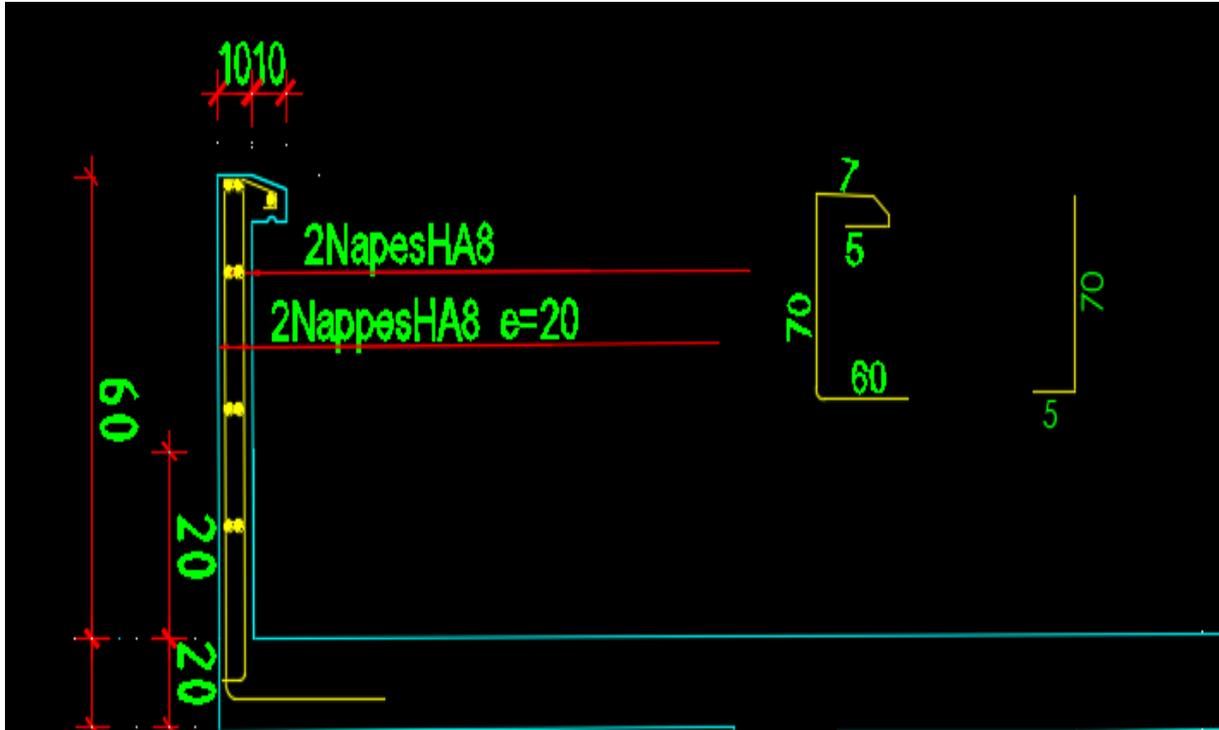
6.3.2 Armature transversale

On adopter le même ferrailage longitudinal

$$\underline{HA 8 \text{ es} = 20 \text{ cm.}}$$

Schéma de ferrailage :

Ferrailage Acrotère :



6.4 Ferraillages des Escaliers :

6.4.1 Chargement et combinaisons des charges

$G = 7,42 \text{ KN/ml}$; $Q = 2,45 \text{ KN/ml}$

$q_{ELU} = 1,35 G + 1,5 Q$

$= 1,35 (7,42) + 1,5 (2,45) = 13,692 \text{ KN/ml}$

$q_{ELS} = G + Q = 7,42 + 2,45 = 9,87 \text{ KN/ml}$

Combinaison	Moment isostatique $qu \cdot l^2$ $M_o = /8$	Moment en travée (KN.m)/ml $0,85 M_o$	Moment en appui (KN.m)/ml $0,3M_o$	L'effort tranchant (KN)/ml $T_u = qu \cdot L$ 2
ELU	18,63	15,84	5,59	22,59
ELS	13,43	11,42	4,03	/

6.4.2 Calcule le ferraillage :

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bonde de largeur $b=100\text{cm}$ et de hauteur $h=15\text{cm}$ (épaisseur du palier) avec un enrobage de 5 cm dans les 2 cotée et la fissuration est considérée comme préjudiciables

Le calcul de la section d'armature se fait par le **Robot EXPERT BA**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	MEL U (KN.m)	MEL S (KN.m)	b (cm)	h (cm)	L'enrobage $eC=C'$ (cm)	Ascalculé (cm^2)/ml	Asadopté (cm^2)/ml
Travée	15,84	11,42	100	15	3	3,7	6HA12=6.79
Appuis	5,59	4,03	100	15	3	1,8	4HA10=3.14

❖ **Condition non fragilité :**

$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_t / f_e = 0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1 / 400 = 1,44 \text{ cm}^2 < A_s \text{ adopté} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

❖ **Vérification de l'espacement :**

• En travée :

$St = 100/5 = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

• En appuis :

$St = 100/4 = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

❖ **Les armatures de répartitions :**

En travée :

$$A_r = A_s / 4 = 6.79 / 4 = 1,69 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte 4HA8/ml $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$A_r = A_s / 4 = 3.14 / 4 = 0,78 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte 4HA8/ml $\Rightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification de l'espacement :**

• En travée :

$St = 100/5 \approx 20 \text{ cm} < \min(4h ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

• En appuis :

$St = 100/4 = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 33\text{cm}) = \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$V_u \text{ max} = 22,59 \text{ KN}$

$\tau_u \leq \tau_u$

$\tau_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \Rightarrow \text{La fissure est préjudiciable}$

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

$\tau_u = v_u / b \cdot d = 22590 / (1000 \cdot 120) = 0,19 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \tau_u \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

❖ **Vérification de la flèche :**

La flèche admissible pour un escalier inférieure à 5 mètres est définie par $\Delta f_{adm} = L/400$

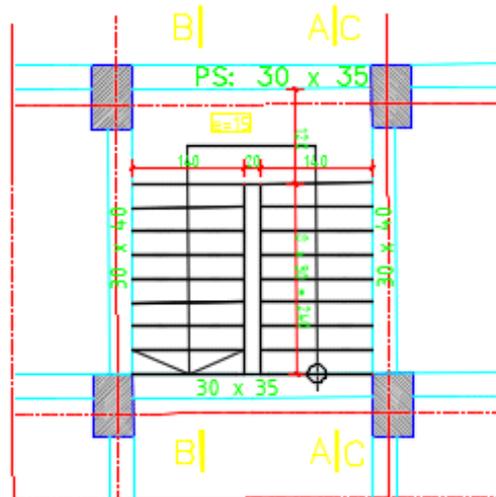
On utilise le logiciel robot expert pour faire la vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

L (Cm)	Mg MG=0,85 G²/8 (KN.m)/ml	Mq Mq=0,85 q²/8 (KN.m)/ml	As travée	As appuis	Δft (mm)	Δfadm (mm)	Vérification
330	8,58	2,83	6,79	3,14	2,1	8,3	Vérifié

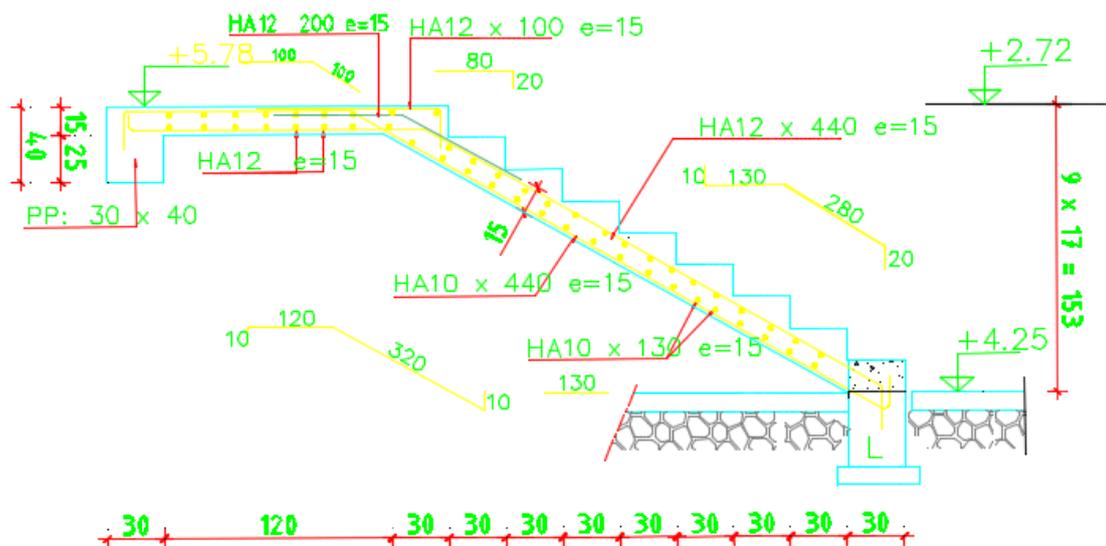
Schéma de ferraillage :

Escalier :

ESCALIER -1- VOLEE R.D.C - ETAGES COURANTS



COUPE A-A



CHAPITRE 7

Etude de L'infrastructure

7 Etude de l'infrastructure

7.1 CALCUL DES FONDATIONS :

Le système de fondation est constitué d'un radier nervuré, le modèle de calcul est <coque > avec la méthode des éléments finis implémentée dans le logiciel Robot structural analyse.

le radier est calculé comme une dalle pleine nervurée renversée appuyée sur un sol élastique

7.1.1 Pré dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratiques <coffrage > le radier va déborder de 50cm de chaque côté

❖ Hauteur du radier :

Le prédimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les deux conditions suivantes :

1-conditions forfaitaire ;

2-conditions de rigidité ;

Sous réserve des deux autres conditions :

3-conditions de non cisaillement ;

4-conditions de non poinçonnement.

1)-conditions forfaitaire :

$$L/8 \leq h \leq L/5$$

Avec :

L : la plus grande portée des panneaux de dalle entre axes des poteaux.

$$L=4,60\text{m} \Rightarrow 57,5 \text{ cm} \leq h \leq 92 \text{ cm} \text{ (On prend } h= 90\text{cm)}$$

2)-conditions de rigidité :

Pour qu'un radier soit rigide, il faut que :

$$L \leq \pi/2 L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{4EI/K \cdot b} \quad : \text{longueur élastique}$$

E : module d'Young du béton ($E = 3,2 \cdot 10^4 \text{Mpa}$)

I : moment d'inertie du radier.

K : coefficient d'élasticité du sol.

b : largeur du radier , pour notre cas : b=4,6 m

Avec : $I=bh^3/12 =0,196m^4$

Le =0.61 m

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K \cdot 2L_{max}^4}{E\pi^4}} =$$

=0.648 m on prend h=90 cm²

*La hauteur des nervures : hn

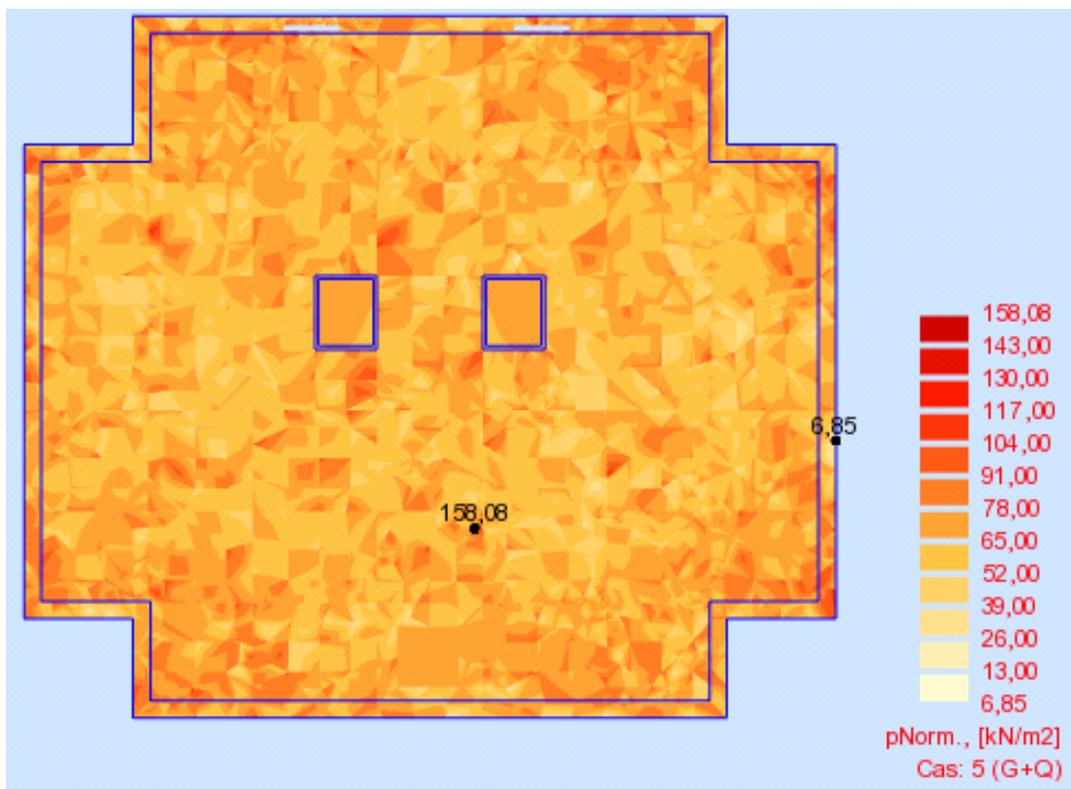
$h_n \geq L/10 = 460/10 = 46 \text{ cm}$ => On prendra $h_n = 40 \text{ cm}$

*Epaisseur de la dalle :

$e=L/20 = 460/20= 23 \text{ cm}$ => On prendra $e=50 \text{ cm}$

7.1.2 Vérification des contraintes dans le sol :

7.1.2.1 Distribution des contraintes à l'ELS :



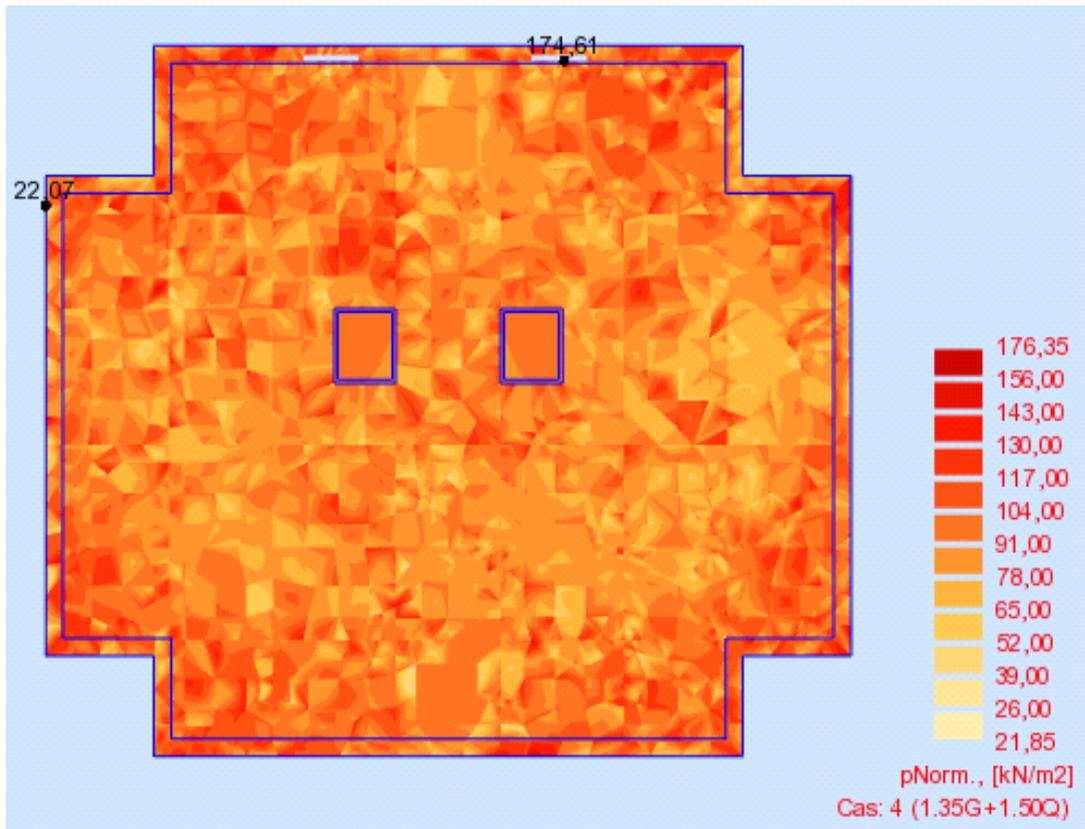
$\sigma_{\max} = 1.58 \text{ bar}$

$\sigma_{\min} = 0.068 \text{ bar}$

=> Diagramme des contraintes trapézoïdale :

$\sigma_{\text{moyenne}} = 3\sigma_{\max} + \sigma_{\min} / 4 = 1.20 < 1.4 \text{ Bar}$ Conditions vérifiées

7.1.2.2 Distribution des contraintes à l'ELU :



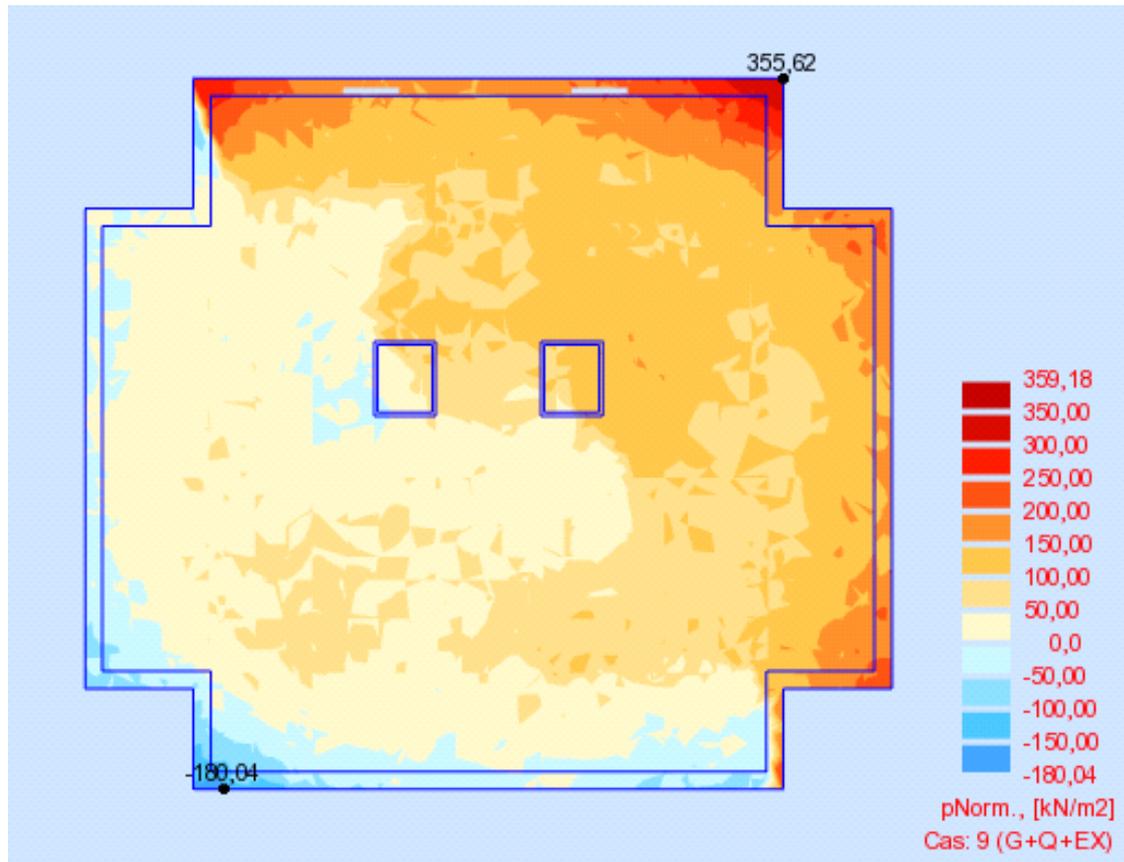
$\sigma_{\max} = 1.74 \text{ bar}$

$\sigma_{\min} = 0.22 \text{ bar}$

=> Diagramme des contraintes trapézoïdale :

$\sigma_{\text{moyenne}} = 3\sigma_{\max} + \sigma_{\min} / 4 = 1.61 < 2.1 \text{ Bar}$ Conditions vérifiées

7.1.2.3 Distribution des contraintes : Combinaisons accidentelles



$$\sigma_{\max} = 3.55 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\min} = -1.80 \text{ bar}$$

=> Diagramme des contraintes triangulaire :

$$\sigma_{\text{moyenne}} = 3\sigma_{\max} / 4 = 2.66 < 2.8 \text{ Bar} \quad \text{Conditions vérifiée}$$

✓ Vérification au non-poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_c 28 / \gamma_b \quad , (\text{Article A.5.2.4.2}) \text{ C.B.A.}$$

Avec :

N_u : la charge de calcul du poteau le plus sollicité. $N_u = 900 \text{ Kg/m}^2 = 0.88 \text{ t}$

U_c : périmètre de contour cisailé 2 ($L+b+2h$).

h : Hauteur de la dalle du radier. = 0.9m

7.1.3 Impacte du poteau sur la dalle du radier (0.60 m×0.60 m):

$$U_c = 2(0.60 + 0.60 + 2 \times 0.8) = 5,6\text{m}$$

$$0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 5,6 \times 0,9 \times (25/1,15) = 4,93 \text{ t}$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad \text{conditions vérifiées}$$

7.1.3.1 Contrainte de cisaillement :

$$\tau = N_u / (h \times U) = 0,174 \text{ t/m}^2$$

7.1.3.2 Contrainte de cisaillement maximale :

$$\tau_{\max} = 0.045 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,978 \text{ t/m}^2$$

7.1.4 Ferrailage du radier :

Sollicitation de calcul ($M < 0$ tend les fibres inférieures)

Tableau récapitulatif des moments M_{xx} [KN.m/m]

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
RADIER	-158,91	63,86	-112,59	43,73	-53,22	107,46

Tableau récapitulatif des moments M_{yy} [KN.m/m]

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
RADIER	-127,23	62,08	-92,27	44,57	-18,19	95,46

7.1.4.1 Calcul de section d'armature en travée et en appuis :

En travée : $A_s = 4,5 \dots A_s$ adopté **7HA12** = 7,92

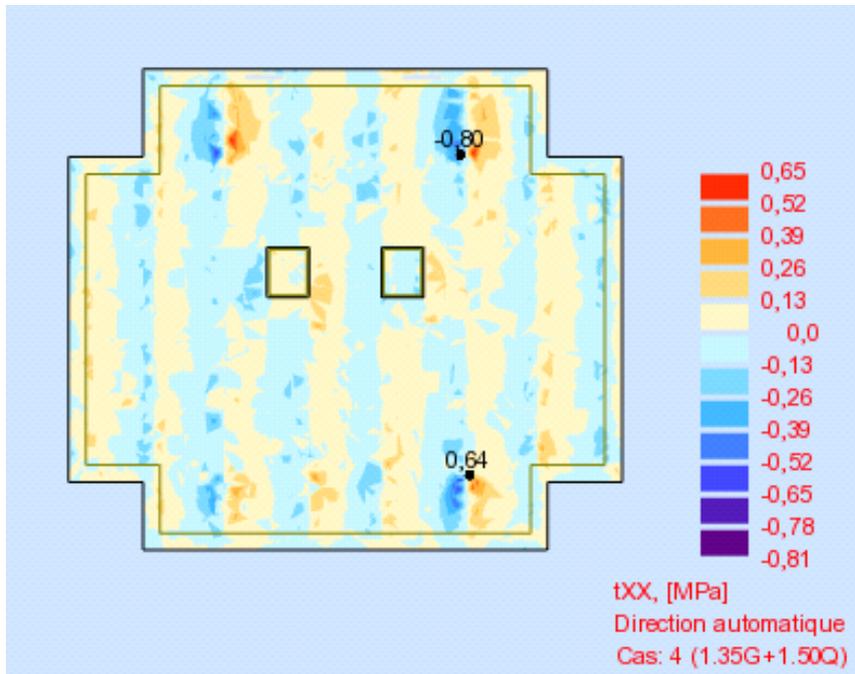
En appuis : $A_s = 5,4 \dots A_s$ adopté **7HA12** = 7,92

7.1.4.2 Vérification des armatures à l'ELS :

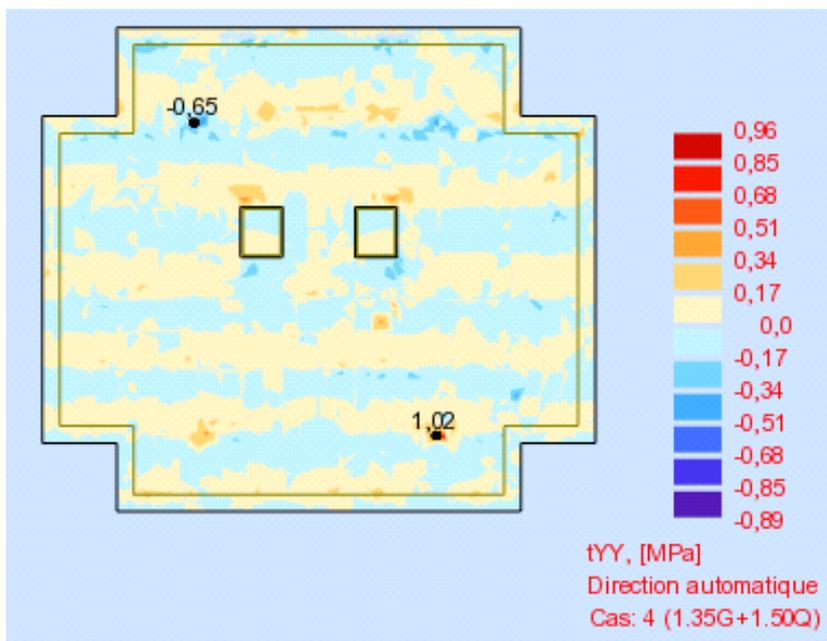
$$\sigma_s = 21,1$$

$$\sigma_{bc} = 1,5$$

7.1.5 Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes [BAEL A.5.2.2]



Distribution des contraintes de cisaillement τ_{xx}



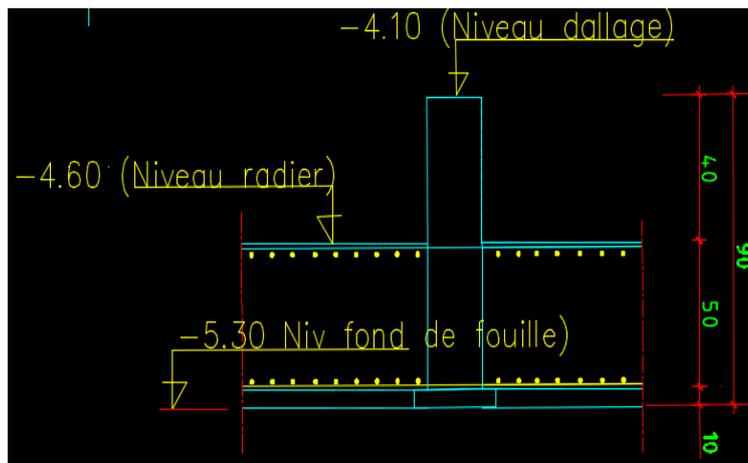
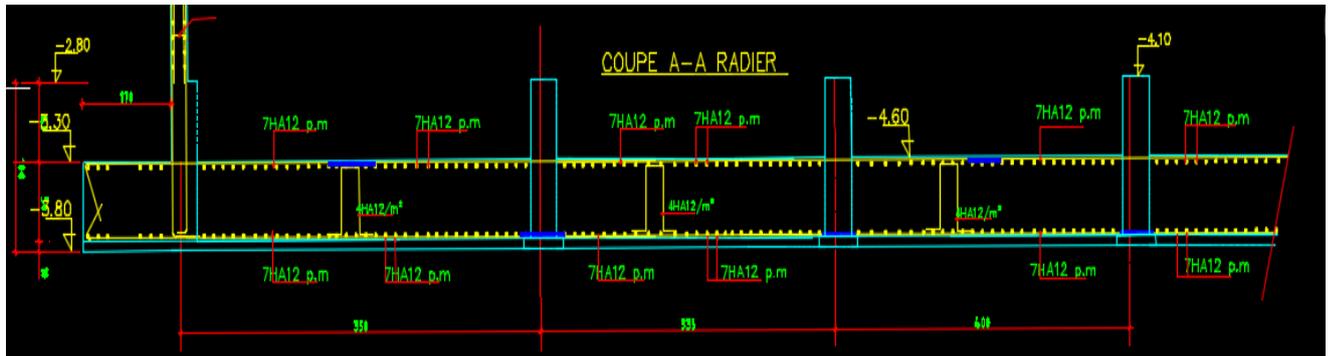
Distribution des contraintes de cisaillement τ_{yy}

Niveau	Contrainte de	Vérification
--------	---------------	--------------

	Cisaillement τ_u [MPa]	$\tau_u < 0,05f_{c28} = 1,25$ [MPa]
Radier	1,02	Conditions vérifiée

Schéma de ferrailage :

Ferrailage Radier :



7.2 Calcul des poutres du radier :

7.2.1 Sollicitation de calcul :

En appuis			En travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
-194.65	-139.85	-206.59	225.94	160.50	305.82

✓ Les diagrammes:

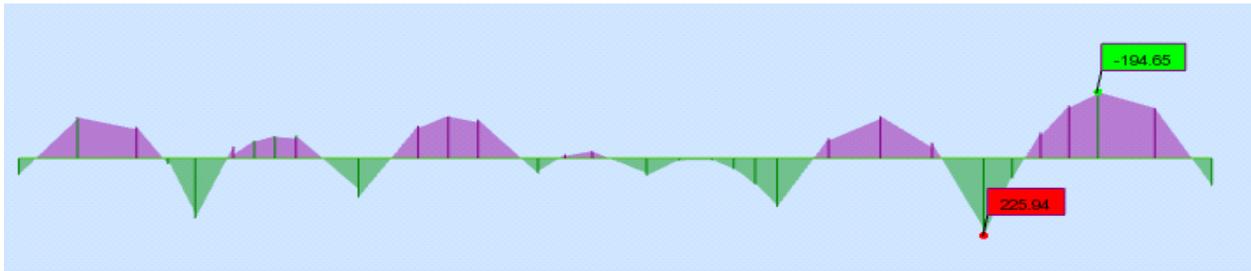


Figure : Diagramme de moments fléchissant M_y à l'ELU

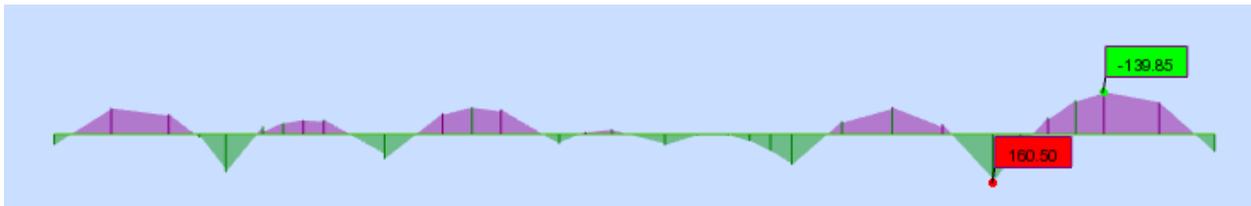


Figure : Diagramme de moments fléchissant M_y à l'ELS

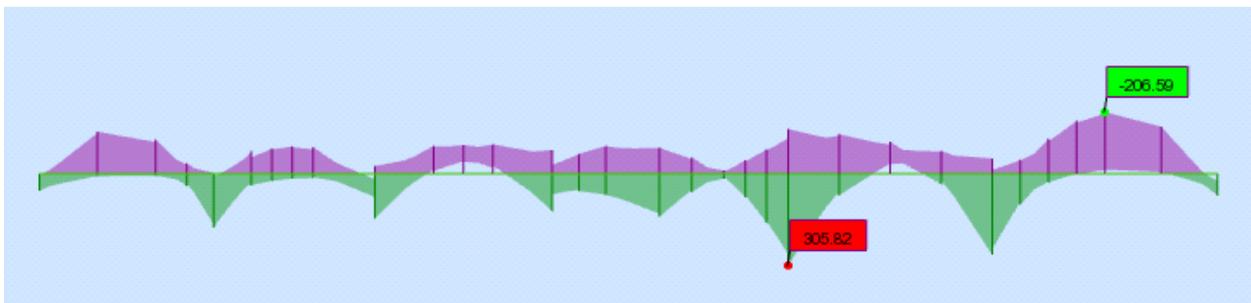


Figure : Diagramme de moments fléchissant M_y à l'ACC

✓ Résultat de calcul :

Section	Armature supérieure cm^2	Armature inférieure cm^2	Choix des armatures
Appuis	0	16.9	10HA16=20.11
Travée	23.7	0	12HA16=24.13

7.2.2 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte tangente limite ultime :

➤ **D'après le BAEL91 :**

On doit vérifier que :

$$V_u = 335,81 \text{ KN}$$

$$\tau \leq \tau_u$$

$$\tau = V_u / d * b_0$$

$$= 335,81 / 60 * 36$$

$$= 0.16 \text{ Mpa}$$

7.3 Voile périphérique :

7.3.1 Dimensionnement :

D'après le RPA99/2003(paragraphe10.1.2), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40 pour les renforcements des angles.
- On adopte une épaisseur : $e = 30\text{cm}$.
- La hauteur de voile périphérique de : $h = 3.80\text{m}$.

7.3.2 Caractéristique du sol :

Poids spécifique : $\gamma_h = 19,02\text{kN/m}^3$

Angle de frottement : $\theta = 22,66^\circ$

La cohésion : $C = 0,46\text{bar}$

7.3.3 Evaluation des charges et surcharges :

La voile périphérique est soumise à :

✓ La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\Pi/4 - \theta/2)) - 2 * c * \text{tg}(\Pi/4 - \theta/2)$$

$$G = 3.80 * (19.02 * \text{tg}^2(45 - 22.66/2)) - 2 * 0.46 * \text{tg}(45 - 22.66/2) = 31.46 \text{ kN/m}^2$$

✓ Surcharge accidentelle :

$$Q = K_p * q$$

$$Q = q * \text{tg}^2(\Pi/4 - \theta/2) = 10 * \text{tg}^2(45 - 22.66/2) = 4.43 \text{ kN/m}^2$$

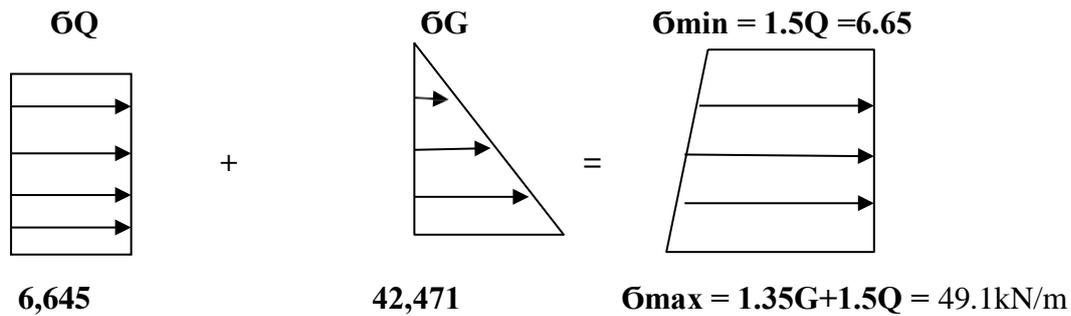
7.3.4 Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

D'après la table de barres on calcul les moments à ELU et ELS :

✓ Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 49.11 \text{ kN/m}$$



$$\bar{\sigma}_{moy} = (3\bar{\sigma}_{max} + \bar{\sigma}_{min}) / 4 = 38.49 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = \bar{\sigma}_{moy} * 1 \text{ ml} = 38.49 \text{ kN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes

$$L_x = 3.25 \text{ m} ; L_y = 4 \text{ m}$$

$$\rho = l_x / l_y = 3.25 / 4 = 0.81 > 0.4 \text{ Donc Le panneau travail dans les deux sens}$$

D'après l'annexe (tableau des dalles rectangulaire uniformément chargées articulées sur leur contour) on trouve que :

$$\mu_x = 0.0550$$

$$\mu_y = 0.6135$$

$$M_x = \mu_x * q_u * L^2 = 43.22 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 26.51 \text{ kN.m}$$

- Moment en travée : $M_{tx} = 0.85 M_x = 36.74 \text{ kN.m}$
- Moment en appui : $M_{apx} = 0.4 M_x = 17.29 \text{ kN.m}$
- Moment en travée : $M_{ty} = 0.85 M_y = 22.53 \text{ kN.m}$
- Moment en appui : $M_{apy} = 0.4 M_y = 10.61 \text{ kN.m}$

Avec $A_{min} = 0.1\% * b * h$condition exigée par le RPA.

Le ferrailage se fait pour une section $(b * e) = (1.0 * 0.3) \text{ m}^2$

❖ Espacement :

Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; Soit : $St = 10\text{cm}$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; Soit : $St = 10\text{cm}$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_t / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 28 \cdot 2,1 / 400 = 3,38 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ condition vérifiée.

$A_a > A_{min}$ condition vérifiée.

✓ Calcul à l'ELS :

D'après l'annexe (tableau des dalles rectangulaire uniformément chargées articulées sur leur contour) on trouve que :

$$\mu_x = 0.0617$$

$$\mu_y = 0.7246$$

$$q_s = G + Q = 35.89 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{max} = 1 \cdot G = 1 \cdot 31.46 = 31.46 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1 \cdot Q = 1 \cdot 4.43 = 4.43 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = (3 \sigma_{max} + \sigma_{min}) / 4 = 24.70 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \cdot l_{ml} = 24.70 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L^2 = 35.43 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 25.67 \text{ kN.m}$$

- Moment en travée : $M_{tx} = 0.85 M_x = 30.11 \text{ kN.m}$
- Moment en appui : $M_{apx} = 0.4 M_x = 14.17 \text{ kN.m}$
- Moment en travée : $M_{ty} = 0.85 M_y = 21.82 \text{ kN.m}$
- Moment en appui : $M_{apy} = 0.4 M_y = 10.27 \text{ kN.m}$

Le calcul de la section d'armature se fait par le **Robot EXPERT BA**, les résultats sont

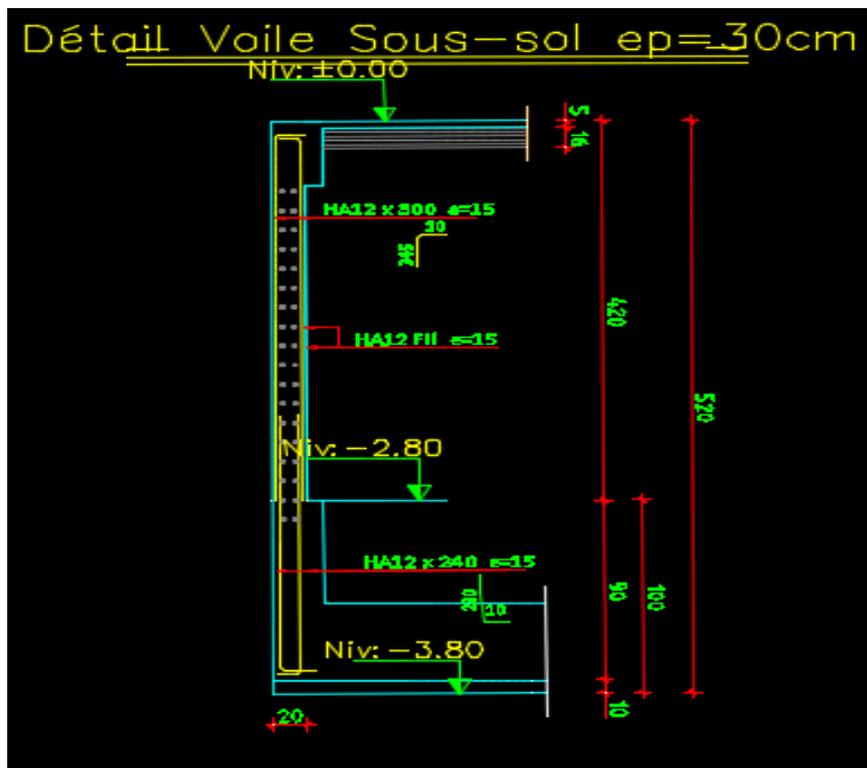
Résumés dans le tableau suivant :

	M_{max} ELU (KN.m)	M_{max} ELS (KN.m)	As calculé (cm²)/ ml	As adopté (cm²)/ml
Travée	36,74	30,11	9,74	10HA12=11.31
Appuis	17,29	14,17	4,9	5HA12=5.65

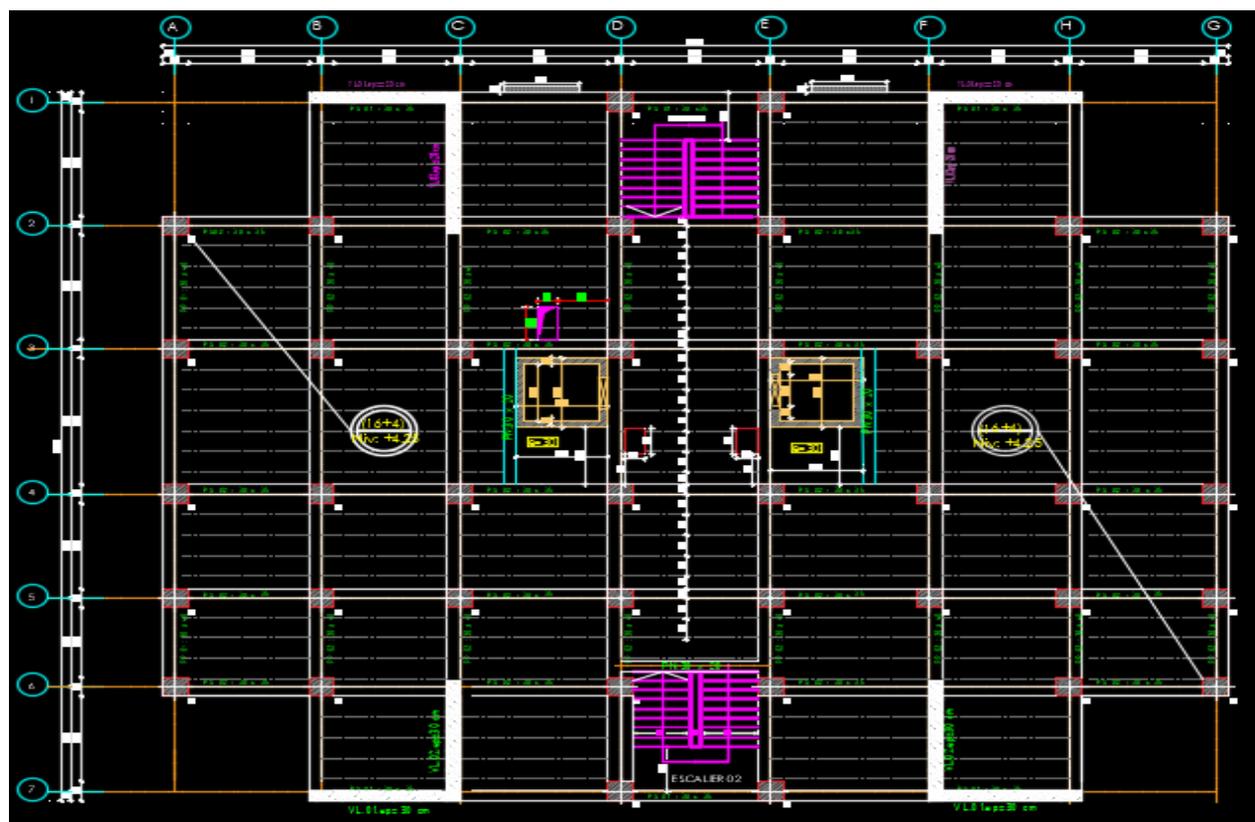
Tableau : section des armatures du voile périphérique

Schéma de ferrailage :

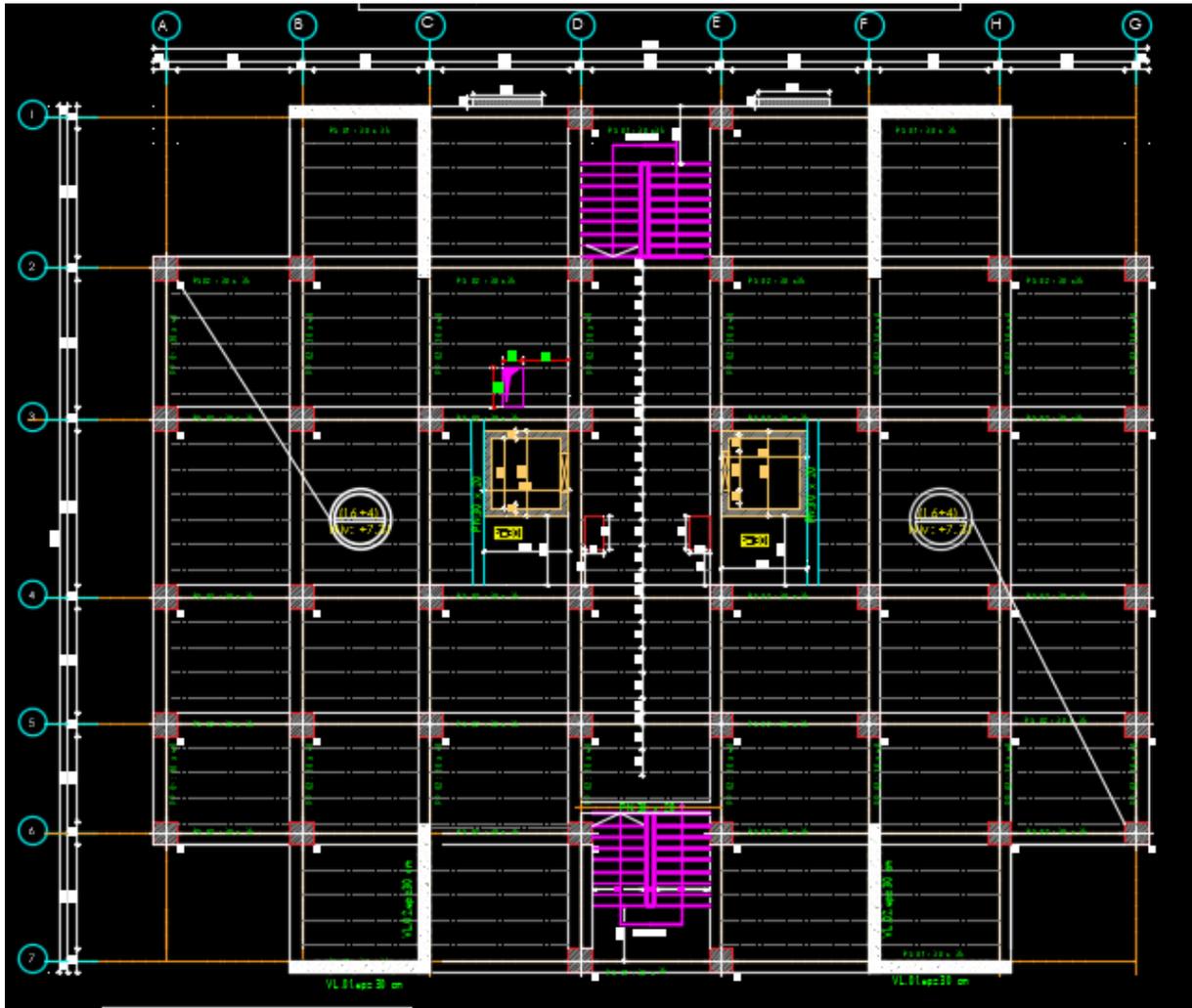
Ferrailage voiles sous-sol :



Plan de coffrage :



Plancher RDC niv + 4.25 (16+4)



Plancher niv 1 Au 11 étages

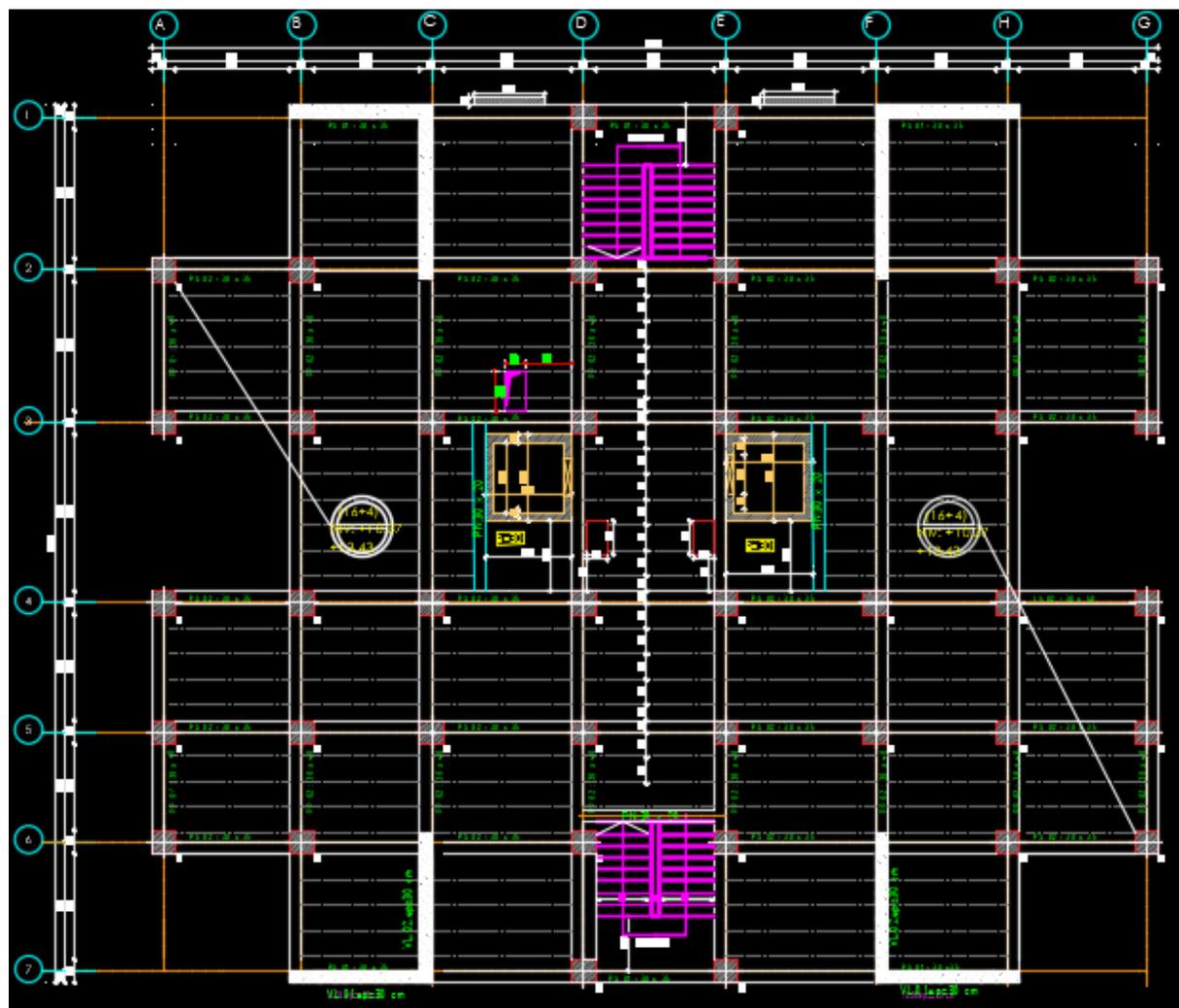


Planche terrasse accessible + 44.03

ANNEXES :

Tableau des dalles rectangulaire uniformément chargées articulées sur leur contour :

Annexe 3

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

8 Conclusion

Le projet de fin d'études est une étape importante dans la formation d'ingénieur. En fait, c'était une meilleure occasion pour nous d'appliquer les connaissances théoriques que nous avons acquises au cours des cinq années d'études.

La conception d'une structure en béton armé nécessite une très bonne connaissance des différentes techniques et réglementaires (RPA99/V03 ; DTR B.C 22 ; BAEL 91...). Ces différentes règles créent un environnement sécuritaire pour l'ingénieur et assurent la stabilité de son ouvrage.

Cette mémoire nous a aidés à comprendre, apprendre, maîtriser, dessiner et calculer la structure à l'aide du logiciel "**Autodesk Robot Structural Analysis Professional, Robot expert 2010, AutoCAD 2016**".

❖ Lors de notre travail, nous avons pris en considération le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), après suite à l'application du règlement parasismique algérien nous avons trouvé la prédimensionnement et l'évaluation des charges.

❖ Pour l'étude sismique on a travaillé sur deux variantes concernant le coefficient de comportement (**R=4** et **R = 5**), la comparaison entre les deux valeurs Que **R=5** inférieurs à **R=4**, donc on a continué le reste des calculs avec le coefficient **R=5**

❖ Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL et avec le logiciel **Robot expert 2010**

❖ Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera accepté et validé par mesdames et monsieur les jurés afin qu'il sera une base de travail pour les futurs projets de fin d'études .

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ❖ **BAEL91** : (Calcul de Béton armé aux états limites).
- ❖ **DTR BC-2.48** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
Calcul des ouvrages en béton armé.
- ❖ **DTR BC-2 .4:** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ❖ **DTR BC 2.2:** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ❖ **C.B.A93** : Les règles de conception et de calcul de structure en béton armé :C.B.A93

Autres documents consultés:

- ❖ MÉMOIRES des PFE MASTER 2 STRUCTURES.

Logiciels utilisés:

- ❖ Robot 2017
- ❖ Robot expert 2010
- ❖ Excel 2019
- ❖ Autocad 2016
- ❖ Word 2019 (traitement des textes).

