

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage
d'habitation ,commercial et administratif (R+ 9) a
contreventement mixte implanté à Constantine**

Nom et Prénom de l'étudiant :
NECIB MERIEM

Encadreur :
SAMIA HACHEMI

Année universitaire : 2019 - 2020

DEDICACE

Je dédie ce travail à toutes les personnes qui me sont chères, en particulier :

A mes chers parents pour tous leurs sacrifices et espoirs,

A mes deux anges gardiens mes frères Yahia et Zakaria.

A ma chère petite princesse ma sœur-cousine Tasnime

A mes tantes et oncles; à mes cousines et cousins

A mes amies et proches

REMERCIEMENTS

En premier lieu Hamdoulillah , Hamdoulillah , Hamdoulillah

Sans la volonté du bon Dieu rien ne se serait concrétisé,

*Mes vifs remerciements vont à mon très chère encadreur Dr Samia Hachemi
pour son soutien sa patience et ses orientations objectives, qu'elle trouve ici*

mes sincères expressions de gratitude.

Mes remerciements aussi pour les membres du jury pour avoir eu l'obligeance

d'évaluer mon travail.

A tous ceux qui m'ont apporté leur aide et soutien de près ou de loin.

Résumé

Le présent travail du projet de fin d'étude consiste en une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage d'habitation et commercial et administratif constitué d'un rez-de-chaussée + 9étages, implanté dans la wilaya de Constantine

Cette étude se compose de quatre parties :

La première partie représente la présentation générale du projet avec une description de l'ouvrage et les caractéristiques géométriques de l'ouvrage. Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a été consacrée au calcul les éléments de l'ouvrage (l'escalier ; planchers ; et l'acrotère).

La troisième partie comprend l'étude dynamique de la structure avec le logiciel ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, charge d'exploitation et charge sismique).

La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres ; voiles ; fondation), ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés

Bâtiment, béton, logiciel ROBOT, E.L.S ; E.L.U ; Vérification ; RPA 99/2003, BAEL91.

ملخص

يتمثل العمل الحالي لمشروع نهاية الدراسة من دراسة تفصيلية لمبنى على شكل منتظم للاستخدام السكني والتجاري والإداري مكون من طابق أرضي + 9 طوابق، يقع في ولاية قسنطينة.

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

يمثل الجزء الأول العرض التقديمي العام للمشروع مع وصف الهيكل والخصائص الهندسية له. ثم قياس الأبعاد المسبقة للهيكل وأخيراً نزول الأحمال.

الجزء الثاني خصص لحساب عناصر الهيكل (السلم؛ البلاطات؛ الجدار الواقي)

الجزء الثالث يتضمن الدراسة الديناميكية للهيكل باستخدام برنامج ROBOT لتحديد مختلف التأثيرات الناتجة عن الحمولات الدائمة، الحمولات المتغيرة والحمولات الزلزالية).

الجزء الأخير يتضمن تسليح العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأعمدة، الروافد، الجدران الحاملة، الأساسات)، مع مراعاة توصيات BAEL91، المعدلة 99 وقواعد الزلزالية الجزائرية RPA 99/2003.

الكلمات المفتاحية: عماره - خرسانه - برنامج robot - الحالة الحادية للتشغيل -

BAEL91 - RPA 99/2003 - التحقيقات للمقاومة - الحالة الحادية للمقاومة

Table des matières

RÉSUMÉ	I
ملخص	II
TABLE DES MATIERES	III
LISTE DES ILLUSTRATIONS	VII
LISTE DES TABLEAUX	VII
INTRODUCTION.....	1
1 CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX	3
1.1 Introduction	3
1.2 Caractéristiques géométriques	3
1.3 Présentation de la structure.....	3
1.4 Données du site.....	3
1.5 Conception de la structure	4
1.5.1 Ossature de l'ouvrage.....	4
1.5.2 Plancher	4
1.5.3 Escaliers	4
1.5.4 Maçonnerie.....	4
1.5.5 Revêtement.....	5
1.5.6 Ascenseurs.....	5
1.6 Résistance caractéristique à la compression	5
1.6.1 Le béton.....	5
1.6.2 Définition du béton.....	5
1.6.3 Les compositions du béton	5
1.6.4 Dosage du béton :	6
1.6.5 L'Acier :	9
2 CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX:.....	13
2.1 Introduction :	14
2.2 Plancher	14
2.2.1 Plancher terrasse inaccessible	14
2.2.2 Plancher étage courant	15
2.3 Escalier	15

2.3.1	Palier.....	15
2.3.2	Volée (paillasse).....	16
2.4	Maçonnerie	16
2.4.1	Murs extérieurs.....	16
2.5	Pré dimensionnement	17
2.5.1	Plancher.....	17
2.5.2	Les poutres principales.....	18
2.5.3	Les poutres secondaires.....	18
2.5.4	Poutre palière.....	19
2.5.5	Les poteaux	20
2.5.6	Les voiles.....	22
2.5.7	L'escalier :.....	22
2.5.8	Acrotère.....	25
3	CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES.....	31
3.1	Introduction	32
3.2	Planchers a corps creux	32
3.2.1	Introduction	32
3.2.2	Classification des planchers	32
3.2.3	Justification du choix de type de plancher « corps creux ».....	33
3.2.4	Méthode de calcul :	33
3.2.5	Domaine d'application BAEL91 (Art B.6.2, 210).....	33
3.2.6	Méthode forfaitaire.....	33
3.2.7	Condition d'application.....	33
3.2.8	Calcul des moments: (méthode forfaitaire).....	34
3.2.9	.Les combinaison d'action :	34
3.2.10	.Application de la méthode forfaitaire :	35
3.2.11	Calcul du Ferrailage :.....	50
3.2.12	l'enrobage.....	51
3.2.13	Ferrailage de dalle de compression D'après le CBA 93	55
3.3	Les escaliers.....	57
3.3.1	Calcul des sollicitations.....	58
3.4	Etude dalle machine.....	64
3.4.1	Introduction	64
3.4.2	Pré dimensionnement	64

3.4.3	Ferraillage de dalle	66
3.5	L'ascenseur	68
3.5.1	Etude de l'ascenseur	69
3.6	Poutre palière	72
3.6.1	Introduction	72
3.6.2	Calcul de la poutre palière.....	72
3.7	L'acrotère.....	77
3.7.1	Introduction	77
3.7.2	Mode de travail:	78
3.7.3	Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m de largeur.....	78
3.7.4	Calcul de ferraillage	79
4	CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE.....	85
4.1	INTRODUCTION	85
4.2	Description du logiciel robot version 2015	85
4.3	But de l'étude.....	85
4.4	Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1).....	85
4.5	Classification du site.....	86
4.6	Méthode dynamique modale spectrale	86
4.7	Méthode statique équivalente	86
4.8	Nombre de modes à considérer	86
4.9	Système de contreventement mixte	87
4.10	Représentations des résultats et l'analyse de la méthode modale.....	88
4.11	Calcul de l'action sismique	90
4.11.1	Estimation de la période fondamentale de la structure	92
4.11.2	Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur.....	94
4.12	Conclusion	100
4.13	ETUDE AU VENT	100
5	CHAPITRE V : ETUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX	110
	INTRODUCTION.....	110
5.1	Combinaisons des charges.....	110
5.1.1	Les poteaux :	110
5.1.2	Les poutres :	111
5.1.3	les voiles :.....	111
5.2	Les poteaux.....	111

5.2.1	Armatures transversales :	112
5.2.2	Calcul de ferrailage	113
5.2.3	Armatures transversales :	122
5.3	Ferrailage des voiles :	125
5.3.1	Introduction :	125
5.3.2	Types d'armatures	125
5.3.3	Règles communes	126
5.3.4	Armatures transversales	127
5.3.5	Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)	127
5.3.5.3	<i>Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales)</i>	130
5.4	Etude des poutres :	135
5.4.1	COMBINAISON DE CALCUL :	135
5.4.2	ETAPE DE CALCUL	136
5.4.3	Poutre principal	137
5.4.4	Poutre secondaire	140
6	CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	146
6.1	Introduction :	146
6.2	Différents types de fondations :	146
6.2.1	Fondations superficielles :	146
6.2.2	Fondations profondes :	146
6.3	Étude de sol :	147
6.4	Etude des fondations:	147
6.5	Choix du type de fondation :	147
6.5.1	Choix de type de fondation :	147
6.6	Radiers	148
6.6.1	GENERALITES :	148
6.6.2	Critères de choix :	148
6.6.3	Calcul du Radier :	149
6.6.4	Pré-dimensionnement	150
6.6.5	Dimensionnement:	165
7	CONCLUSION	167
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	168
	ANNEXES	169

LISTE DES ILLUSTRATIONS

Figure 1.1: Plancher à corps creux	4
Figure 2 Brique creuse	5
Figure 3 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	6
Figure 4 Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} ..	7
Figure 5 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.....	8
Figure 6 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS	9
Figure 7 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.....	10
Figure 8 : Schémas de ferrailage des poutrelles.....	55
Figure 9: Ferrailages des poutrelles	55
Figure 10: ferrailages des poutrelles	56
Figure 11: ferrailage de l'escalier	63
Figure 12: ferrailage d'acrotère	83
Figure 13 :section de poteau.....	121
Figure 14: ferrailage des poutres.....	144
Figure 15 : schéma isostatique et sollicitations de les débords.....	161
Figure 16: ferrailage de nervure X-X.....	164
Figure 17 : ferrailage de nervure Y_Y	164
Figure 18 : ferrailage globale de radier	164
Figure 19: Voile périphérique	165
Figure 20 PLAN DU RDC	169
Figure 21 PLAN DE L'ÉTAGE	169
Figure 22 : PLAN R+2+3+4+5+6+7+8+9	170

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e	9
Tableau 2 Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant. Article (C1.1 .C2.C3.C4) du DTR)	14
Tableau 3: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant. Article (C1.1 .C2.C3.C4) du DTR)	15
Tableau 4: Charge du palier. Article (B .C2.C4) du DTR)	15
Tableau 5: Charge du paillasse. Article (B .C2.C4) du DTR)	16
Tableau 6: Charge permanente du mur extérieur.	17
Tableau 7 : Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens x et y.....	96
Tableau 8 : Tap6 Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.....	97
Tableau 9 : Vérification a L'effet (P- Δ < Sens x>	99
Tableau 10 : Vérification a L'effet (P-) y.....	99
Tableau 11 : détermination de la pression dynamique.....	103
Tableau 12: Caractéristiques mécaniques des matériaux	111
Tableau 13: Armatures Des Poteaux	124
Tableau 14 : Armatures Des voile	133
Tableau 15 : Armatures des poutre principale	138
Tableau 16 : Armatures des poutre seconde.....	142

INTRODUCTION

Dans le domaine du bâtiment, l'étude et le calcul des structures de tout bâtiment est une étape importante et obligatoire dans l'acte de bâtir et sans ça le bâtiment reste un simple dessin sur papier et ne pourrait jamais voir le jour. Notre étude vient pour mettre en application le savoir et les connaissances acquises durant les années de formation d'ingénieur appliquées à une étude de calcul détaillé d'un ouvrage en béton armé.

Donc dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment de forme régulière à usage d'habitation, commercial et administratif constitué d'un rez-de-chaussée + 9étages, implanté dans la wilaya de Constantine.

Ce bâtiment a un système de contreventement mixte qui est assuré par des voiles et des portiques implantés dans la wilaya de Constantine classé selon le RPA révisé en 2003 en zone de moyenne sismicité (zone IIa) et classé selon RNV99 en (zone I).

Pour faire cette étude nous avons utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT (Version2015) qui permet la modélisation correcte des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003

CHAPITRE I
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE ET
CARACTERISTIQUES
MECANIQUES DES
MATERIAUX

1.1 INTRODUCTION

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 2500 logements wilaya de Constantine , L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, constitué de rez-de-chaussée et 9 étages

1.2 Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

Longueur en plan -----23.40 m

Largeur en plan ----- 12.09m

Hauteur du bureau DE SERVICE ----- 3.06 m

Hauteur étage courant -----3,06m

Hauteur RDC ----- 4.08m

L'acrotère -----0.6m

Hauteur totale sans l'acrotère -----31.62m

1.3 PRESENTATION DE LA STRUCTURE

- Le bâtiment est à usage d'habitation, commerciale et administratif
- Le bâtiment se compose des locaux, des bureaux et des appartements dans chaque étage et un sous-sol
- La structure du projet d'étude est constituée en portiques associés à des voiles, ce qui offre un Contreventement mixte.
- Les planchers sont constitués d'un plancher en corps creux.

1.4 DONNEES DU SITE

- Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Constantin zone classée par IRPA99/version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme un site meuble : catégorie S2
- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2.50 \text{ bar}$

1.5 CONCEPTION DE LA STRUCTURE

1.5.1 Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

1.5.2 Plancher

- Les planchers sont composés des corps creux et d'une dalle de compression coulée sur place, l'épaisseur de plancher est de 20cm (16+4), 16cm de corps creux et 4cm de dalle de compression - Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales



Figure 1.1: Plancher à corps creux

- Dalle pleine : plancher en béton armé de 15 à 20-cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

1.5.3 Escaliers

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers intermédiaire

1.5.4 Maçonnerie

➤ Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm

➤ Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

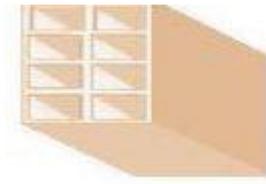


Figure 2 Brique creuse

1.5.5 Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les planchers (les chambres, les couloirs) et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures

1.5.6 Ascenseurs

La conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages

1.6 RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION

1.6.1 Le béton

1.6.2 Définition du béton

Il est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section avec une hauteur double du diamètre. Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 60 MPa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4 MPa).

1.6.3 Les compositions du béton

On appelle béton le matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

➤ ciment

Le ciment joue un rôle important entre les produits employés dans la construction. La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

➤ Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

➤ **Pierrailles**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés)

1.6.4 Dosage du béton :

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature. et deux type de ciment et de dosage (l'infrastructure et la super structure) .

Résistance mécanique du béton : BAEL9ART.A.2.1,12)

a. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 60 \text{ jours}$$

Pour des résistance $f_{c28} > 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

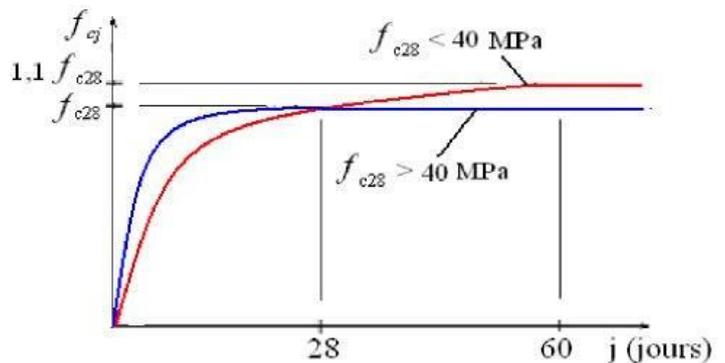


Figure 3 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

➤ **Résistance à la traction : BAEL91 (ART.A.2.1,1**

La résistance caractéristique à la traction du béton à conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{MPa} \quad f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{MPa}$$

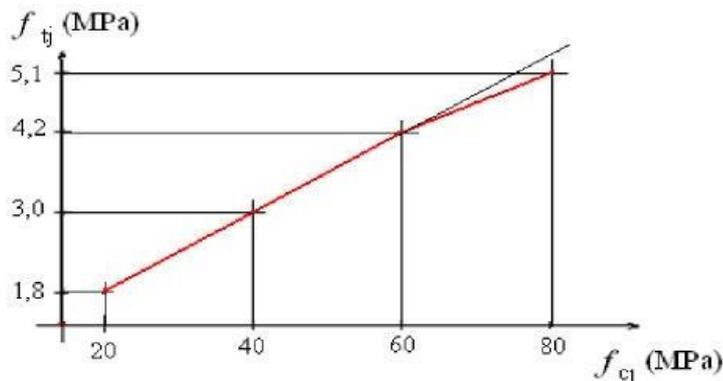


Figure 4 Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

➤ **Modules de déformation longitudinale : BAEL91 (ART.A.2.1,22) :**

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé: $E_{ij} = 3E_{vj}$.

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{MPa}$$

$$E_{vj} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{MPa sans fumée de silice}$$

$$E_{vj} = 6100 (f_{cj}) \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{MPa, avec fumée de silice}$$

➤ **Coefficients de poisson : BAEL91 (ART.A.2.1,3) :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

➤ **Contrainte de calcul du béton comprimé :**

Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) : BAEL91 (ART. A.4.3,41) :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle. Sur un diagramme contraintes déformations la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b}$$

le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h.

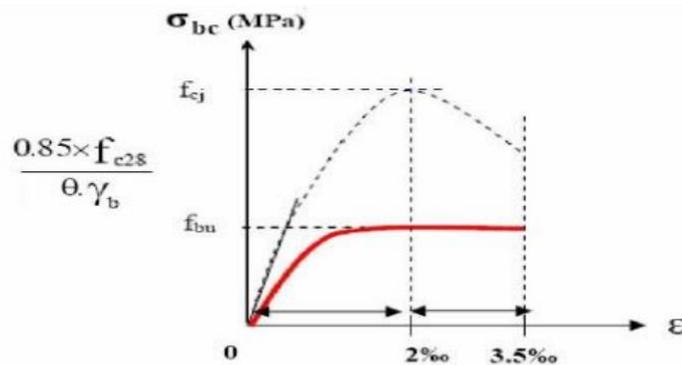


Figure 5 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU

➤ **Etat Limite de Service :**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à l'ELS, pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

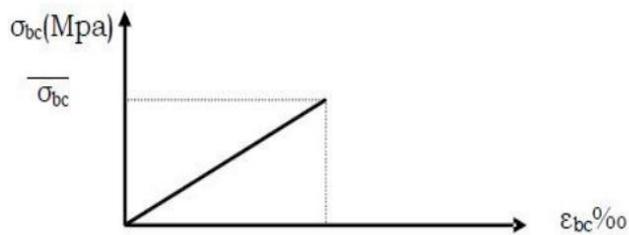


Figure 6 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS

1.6.5 L'Acier :

➤ **Définition :**

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine %).(10%)

➤ **Caractéristiques mécaniques**

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E215 F _e E235	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces
Barres HA Type 1 et 2	F _e E400 F _e E500	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE400 F _e TE500	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$ TL50 $\varnothing \leq 6\text{mm}$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tableau 1 Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

➤ **Contrainte limite des Aciers :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε .

➤ **Etat limite ultime : BAEL91 (ART.A.2.2,2) :**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

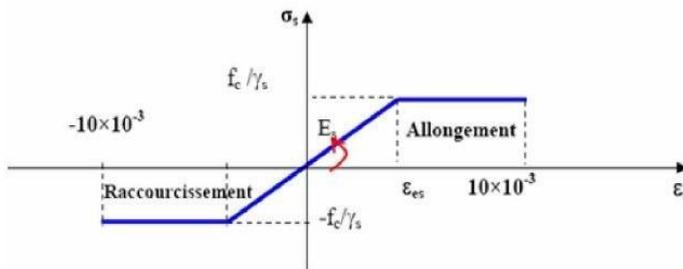


Figure 7 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU

➤ **Etat limite de service :BAEL91 (ART. A.4.5,3) :**

Afin de réduire l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes de calcul des armatures pour les états limites de service lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

- Hypothèse de calcul sous l'effet des sollicitations.
- E.L de compression de béton (BAEL91.A.4.5.2) : $\sigma_{bc} = 0.6f_{tj} = 15MPa$
- E.L d'ouverture des fissures (BAEL91.A.4.5,3)

Contraintes limites de traction des aciers :

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction en MPa
Fissuration peu préjudiciable	Locaux ouverts et clos non soumis à Condensations	$\sigma_s < f_e$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour RL $\eta = 1.6$ pour HA de $\theta \geq 6mm$ $\eta = 1.3$ pour HA de $\theta \leq 6mm$	$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers $\theta \geq 8mm$	$\sigma_s = \min(0.5f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

➤ **Hypothèse de calcul :**

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} = 10818.865 \text{ MPa}$.
- $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 32164.195 \text{ MPa}$.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$.

CHAPITRE II

PRE-DIMENSIONNEMENT

DES ELEMENTS

STRUCTURAUX

2.1 INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueur, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements du BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du dimensionnement

2.2 PLANCHER

2.2.1 Plancher terrasse inaccessible

Désignation	e (m)	$\gamma KN/m^3$	Poids KN/m^2
Gravier	0.05	2000	100
Etanchéité multicouche	0.02	600	12
Forme de pente	0.1	2000	200
Isolation thermique	0.04	400	16
Dalle en corps Creux	16+4		280
Enduit en plâtre	0.02	1000	20
G	6.28KN/m ²		
Q	1KN/m ²		

Tableau 2 Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant. Article (C1.1 .C2.C3.C4) du DTR)

2.2.2 Plancher étage courant

Désignation	e (m)	γ KN/m ³	Poids KN/m ²
Carrelage	0.02	2200	44
mortier de pose	0.02	2000	40
Lit de sable	0.02	1800	36
Dalle en corps creux	0.16+0.04		280
enduit de plâtre	0.02	1000	20
Cloisons			100
G	5.20KN/m ²		
Q	1.5KN/m ²		

Tableau 3: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant. Article (C1.1 .C2.C3.C4) du DTR)

2.3 ESCALIER

2.3.1 Palier

Désignation	e (m)	γ KN/m ³	Poids KN/m ²
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.2	18	0.36
Dalle pleine 15 cm	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	20	0.4
G	5.35 k N/m ²		
Q	2.5 kN /m ²		

Tableau 4: Charge du palier. Article (B .C2.C4) du DTR)

2.3.2 Volée (paillasse)

Désignation		e (m)	$\gamma \text{ KN/m}^3$	Poids KN/m^2
Carrelage	Horizontale	0.01	22	0.22
	vertical	0.01	22	0.22
mortier de pose	Horizontale	0.01	20	0.20
	vertical	0.01	20	0.20
Lit de sable		0.02	18	0.36
Dalle pleine		0.1775	25	4.44
Poids des marches		0.17/2	22	1.87
Enduit en ciment		0.02	10	0.20
Garde de corp				1
G		8.71 kN/m^2		
Q		2.5 kN/m^2		

Tableau 5: Charge du paillasse. Article (B .C2.C4) du DTR)

2.4 MAÇONNERIE

2.4.1 Murs extérieurs

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double cloison avec 30 % d'ouverture.

Désignation	e(m)	$\gamma \text{ KN/m}^3$	Poids KN/m^2
Enduit extérieur	0.02	12	0.24
Brique creuses	0.15	9	1.35
Brique creuses	0.1	9	0.9

Enduit intérieur	0.02	12	0.24
$G \text{ KN /m}^2$	2.73		

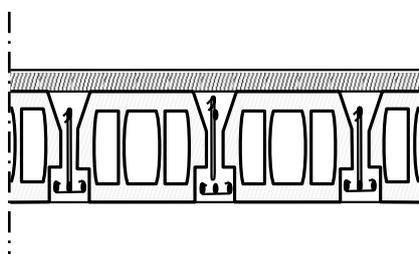
Tableau 6: Charge permanente du mur extérieur.

2.5 PRE DIMENSIONNEMENT

2.5.1 Plancher

Plancher à corps creux : cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis aux corps creux.

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).



➤ **Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).**

-le rapport h/L est au moins égale $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L=330 \text{ cm}$).

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow ht \geq \frac{L}{22.5} = 14.66$$

On choisit un plancher à corps creux de type (16+4)

$h = 16 \text{ cm}$ corps creux

$h_0 = 4 \text{ cm}$ dalle de compression

$h_t = 20 \text{ cm}$ la hauteur totale du plancher

➤ **Dimension des poutrelles**

➤ $0.3ht \leq b_0 \leq 0.6ht \Rightarrow 6 \leq b_0 \leq 12 \rightarrow b_0 = 10 \text{ cm}$

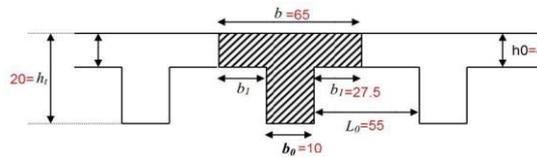
L_n : la distance entre axes des nervures et h

➤ $b_1 = \min \left(\frac{L_0}{2}; \frac{L_{max}}{10}; 6h_0 \right) \rightarrow \text{avec } L = 65 - 10 = 55$

$b_1 = \min (27.5 ; 33) \rightarrow b_1 = 27.5$

➤ La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

$b = 10 + 2(27.5) = 65$



Nervure

2.5.2 Les poutres principales

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

➤ **Condition de la portée : BAEL91 (art B.6.5.1).**

$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{max}$

L_{max} : la plus grand portée = 430cm

$h = (26.9 \div 43) \text{cm}$ on prend: $h = 40 \text{cm}$.

$b = (0,3; 0,4)h = (12; 16)$ On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

➤ **Condition de RPA 99(article 7.5.1)**

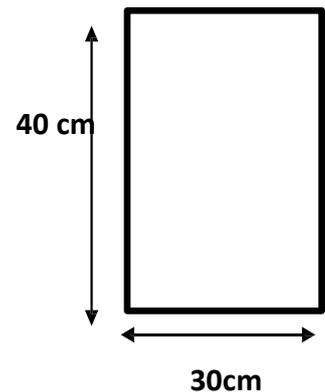
$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$ Condition vérifié.

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{cm}$ Condition vérifié.

$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 < 4$ condition vérifiée

$b_{max} = 30 \text{cm} \leq 1.5 \times h + b = 1.5 \times 40 + 30 = 90 \text{ cm}$ condition v

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à **(30×40) cm²**.

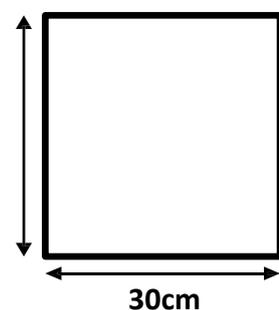


2.5.3 Les poutres secondaires

➤ **Condition de portée BAEL91 (art B.6..5.1).**

$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{max}$

30cm



L_{max} : la plus grand portée =330cm (1/16; 1/10)330

$h = (21;33)$ cm.

$b = (0,3 ; 0,4) h$ On prend: $h = 30$ cm

$b = (0,3 ; 0,4)30$ On prend : $b = 30$ cm

$b = (12; 16)$

 **Condition de RPA : (article 7.5.1)**

$b \geq 20$ cm **Condition vérifiée**

$h \geq 30$ cm..... **Condition vérifiée**

$b_{max} = 30 \text{cm} \leq 1.5 \times h + b = 1.5 \times 40 + 30 = 75 \text{cm}$ **condition vérifiée.**

Les conditions de **BAEL et RPA** sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section (30×30) cm².

2.5.4 Poutre palière

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les Poteaux au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans L'épaisseur du palier et soumise à la flexion et à la torsion (pour mon cas effet de torsion négligeable). Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

 **BAEL91 (art B.6..5.1).**

➤ **Condition de portée**

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10}\right) L_{max}$$

L_{max} : la plus grand portée =330cm

(1/16; 1/10)330

$h = (21;33)$ cm.

$b = (0,3 ; 0,4) h$ On prend : $b = 30$ cm On prend: $h = 30$ cm

$b = (0,3 ; 0,4)30$

$b = (9;12)$

➤ **Condition de RPA : (article 7.5.1)**

$b \geq 20 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

$h \geq 30 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

$$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$b_{\max} = 30 \text{ cm} \leq 1.5 \times h + b = 1.5 \times 30 + 30 = 75 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section **(30×30) cm²**.

2.5.5 Les poteaux

Ils seront dimensionnés par :

La condition de non-flambement.

Les conditions de **RPA99/v.2003**. La descente des charges.

➤ **Condition de non-flambement**

➤ **d'étage. courant**

$l_f = 0.7h_e$ (cas d'encastrement dans la fondation). Avec :

l_f : longueur de flambement.

h_e : hauteur d'étage. courant

$$l_f = 0.7 \times 3.06$$

$$l_f = 214,2 \text{ cm}$$

$$\text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$3.46 \frac{l_f}{b_1} \leq 70 \quad b_1 \geq 3.46 \frac{l_f}{70} \rightarrow b_1 \geq 3.46 \times \frac{214,2}{70} =$$

$$b_1 \geq 10.58$$

$$b_1 = 60 \text{ cm}$$

$$3.46 \frac{l_f}{h_1} \leq 70 =$$

$$h_1 \geq 3.46 \frac{l_f}{70} \rightarrow h_1 \geq 3.46 \times \frac{214,2}{70}$$

$$h_1 \geq 10.58$$

$$h_1 = 65 \text{ cm}$$

➤ **Condition de RPA99/v.2003:**

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone II

$$\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{H_e}{20} \quad h_e = 306 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

$$60 \geq 25 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier}$$

$$60 \geq 20.4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier}$$

$$0.25 < 0.92 < 4 \quad \text{condition vérifier}$$

On adopte une section de (**60.65**).cm

➤ **d'étage. RDC**

$$l_f = 0.7 \times 4.08$$

$$l_f = 285.6 \text{ cm}$$

$$\text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$l = 3.46 \frac{l_f}{b_1} \leq 70$$

$$b_1 \geq 3.46 \frac{l_f}{70} \rightarrow b_1 \geq 3.46 \times \frac{285.6}{70}$$

$$b_1 \geq 14.11 \text{ cm}$$

$$b_1 = 60 \text{ cm}$$

$$3.46 \frac{l_f}{h_1} \leq 70 =$$

$$h_1 \geq 3.46 \frac{l_f}{70} \rightarrow h_1 \geq 3.46 \times \frac{285.6}{70}$$

$$h_1 \geq 14.11 \text{ cm}$$

$$h_1 = 65 \text{ cm}$$

➤ **Condition de RPA99/v.2003:**

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone II

$$\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \quad h_e = 4.08 \text{ m}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

$$60 \geq 25 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier}$$

$$60 \geq 20.4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier}$$

$$0.25 < 0.92 < 4 \quad \text{condition vérifier}$$

On adopte une section de **(60 ; 65).cm**

2.5.6 Les voiles

L'épaisseur des voiles doit être satisfaire la condition suivante :

Max (he/25, he/22, he/20, 15cm)

a: épaisseur du voile

he : hauteur de l'étage

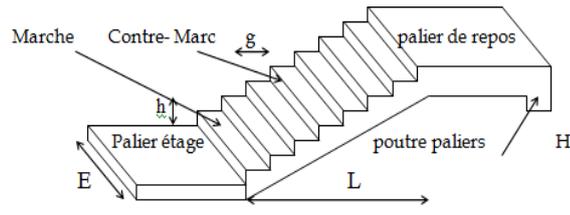
L'épaisseur minimale est de 15 cm. (RPA 99 version 2003)

	RDC	ETAGE COURANT
He cm	408	306
a cm	16	12.24

2.5.7 L'escalier :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants: Rapidité d'exécution et Utilisation immédiate de l'escalier



➤ **Un escalier est déterminé par**

- La montée (hauteur à gravir) H ;
- L'emmarchement (largeur utile) E ;
- Son giron g
- hauteur de contre marche h

➤ **Valeur moyenne**

$$13\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

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

✚ . **Escalier d'étage courant :**

Hauteur d'étage : $H = 3.06\text{m}$.

Choix de la hauteur de la marche

D'après Relation de Blondel

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel

$$14 \leq h \leq 18$$

$$24 \leq g \leq 32$$

$$59 < 2h + g < 66 \quad \text{POUR } h = 18$$

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \leq 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{c.v})$$

• **Nombre de contre marche**

$$N = \frac{H}{h} = \frac{3.06}{0.17} = 18$$

18 contre marches

deux volées, donc 9 contre marches par volée ;

$$N = N_c - 1 = 8 \text{ marches}$$

- **Détermination de giron à partir de la formule de Blondel on a**

$$L = g(n-1) \rightarrow g = \frac{L}{n-1} = 30$$

longueur **du volée**

$$L_1 = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

Détermination d'inclinaisons de paillasse ;

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5$$

Longueur du palier

$$L' = 4.3 - 2.4 = 1.9 \text{ m}$$

$$\frac{L_t}{30} \leq ep \leq \frac{L_t}{20} \rightarrow \frac{430}{30} \leq ep \leq \frac{430}{20} = 14 < ep < 21.5$$

ep = 14 cm

Escalier de réez de chaussée

Hauteur ; H = 4.08 m

- **Le nombre des contres marches est donné par :**

$$N_c = H/h = 4.08 / 18 = 24 = 18$$

Donc on à 24 contres marches on prend 12 contres marches par volée (2 volées)

$$N = N_c - 1 = 11 \text{ marches}$$

- **longueur du volée**

$$L_1 = (n-1) g = (12-1) \times 25 = 8 \times 25 = 2.64$$

$$\text{Tg } \alpha = 2.04 / 2.64 = 0.61 \text{ donc } ; \alpha = 37.6$$

- **Longueur du palier**

$$L' = 2.64 - 3.30 = 0.66 \text{ m}$$

Condition de résistance :

$$\frac{330}{30} \leq ep \leq \frac{330}{20} = 11 \leq ep \leq 16.5$$

ep = 14 cm

2.5.8 Acrotère

- **Surface:**

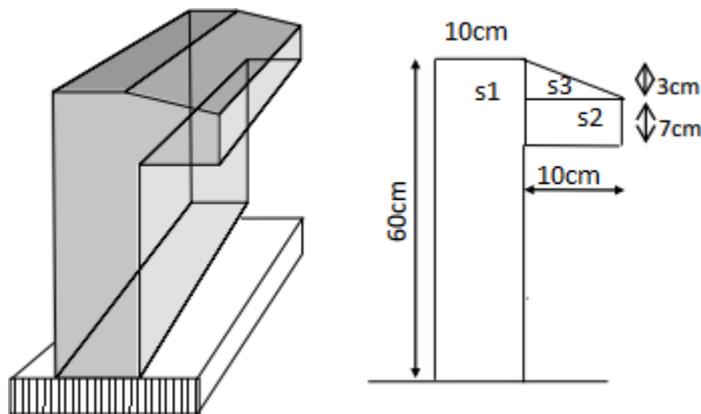
$$S_1 + S_2 + S_3 = S_T = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + (0.07 \times 0.10) = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

- **Les charges G et Q de l'acrotère sont :**

$$G = 0.0685 \times 25000$$

$$G = 1712.5 \text{ N/ml} \quad Q = 1000 \text{ N}$$



coupe verticale de l'acrotère

- **Descente des charges sur le poteau intermédiaire**

- **Poteau**

$$S_G = (1.5 \times 2) + (1.5 \times 1) + (1.5 \times 2) + (1.5 \times 1) = 9 \text{ m}^2$$

$$S_G = 9 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (1.5 + 0.3 + 1.5) \times (2 + 0.3 + 1) = 10.89 \text{ m}^2$$

$$S_Q = 10.89 \text{ m}^2$$

$$H \text{ poteau : RDC} = 4.08 / \text{ETAGE} = 3.06 \text{ m}$$

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
--------	---------	-------	-------

1-1	Plancher terrasse : (6.28×9)	56.52	10.89
	Pouter (Pp) :(0,3× 0.40)×25×(2+1)	9	
	Pouter s (Ps) :(0,3×0,30)×25×(1.5+1.5)	6.75	
	Poteau :(0,60×0.65) ×3.06×25	29.83	
	Surcharge :(1×10.89)		
	Totale	102.1	10.89
2-2	Venant 1-1	102.1	10.89
	Blancher étage courant (5.2 ×9)	46.8	
	Pp ::(0,3× 0.45)×25×(2+1)	9	
	Ps : :(0,3×0,40)×25×(1.5+1.5)	6.75	
	Poteau :(0,60×0.65) ×3.06×25	29.83	
	Surcharge :(1.5×10.89)		16.335
	Total	194.48	27.225
3-3	Venant 2-2	194.48	27.225
	Pléc,Pp, Ps, Poteau	92.38	
	Surcharge :(1.5×0.9×10.89)		14.7015

4-4	Venant 3-3	286.86	41.9265
	Pl é c,Pp, Ps, Poteaux	92.38	
	Surcharge :(1.5×0.8×10.89		13.068
	Total	379.24	54.9945
5-5	Venant 4-4	379.24	54.9945
	Pl é c,Pp, Ps, Poteaux Surcharge :(1.5×0.7×10.89	92.38	
			11.4345
	Total	471.62	66.429
6-6	Venant 5-5	471.62	66.429
	Pl é c,Pp, Ps, Poteaux	92.38	
	Surcharge :(1.5×0.6×10.89)		9.801
	Total	564	76.23
7-7	Venant 6-6	564	76.23
	Pl é c,Pp, Ps, Poteaux	92.38	
	Surcharge :(1.5×0.5×10.89		8.1675
	Total	656.38	
8-8	Venant 7-7	656.38	84.3975
	(Pl é c,Pp, Ps, Poteaux)	92.38	
	Surcharge :(1.5×0.5×10.89)		8.1675

	Total	748.76	92.565
9_9	Venant 8_8	748.76	92.565
	Pl é c,Pp, Ps, Poteaux	92.38	
	Surcharge :(1.5×05×10.89		8.1675
	Totale	841.14	100.7325
10_10	Venant 9_9	841.14	100.7325
	Pl é c,Pp, Ps,	62.55	
	Poteau :(0,60×0.65) ×4.08×25	39.78	
	Surcharge :(1.5×0.5×10.89)		
			8.1675
	Total	943.47	108.9

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (943.47) + 1.5 (108.9) = 1437.03 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q = 943.47 + 108.9 = 1052.07 \text{ KN}$$

➤ **Dimensionnement des poteaux : RPA 99 (ART 7.4.3.1)**

Pour le but d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$v = \frac{N_d}{Bc \times Fc28} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant

C : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

$$N_{ser}=G+Q = 943.47+108 .9= 1052.07KN$$

Alors :

Donc on calcule la section qu'est assurée la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA99

$$v = \frac{Nd}{Bc \times Fc28} \leq 0.3$$

$$v = \frac{1.052}{0.65 \times 0.60 \times 25} = 0.10 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{Condition}$$

➤ **Vérification de stabilité de forme Art BAL 91**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{e Br \times f_{c28}}{0,9 g b} + \frac{A f_e}{g_s} \right] \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

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

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(l)$).

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

$$(Br=(a-0,02)(b-0,02)) [m^2].$$

Poteau (60× 65) :

$$B_r = (h-2) (b-2) = (65-2) (60-2) = 3654cm^2.$$

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A_{max}(A_{min}^{BEAL} . A_{min}^{RPA})$$

$$A_{min}^{BEAL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\% B)$$

$$A_{min}^{BEAL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(600+650)}{100} = 100mm^2 \end{array} \right. = \frac{0.2 \times 600 \times 650}{100} = 780mm^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.8 \%B \text{ (zone II) ART 7.4.2}$$

$$A_{min}^{RPA} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (650 \times 600) = 3210mm^2$$

Alores $A = \max(780.3120) = 3210mm^2$

$$N = 0.8 \frac{365400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 3120 \frac{400}{1.15}$$

$$N = 6498.55KN$$

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (943.47) + 1.5 (108.9) = 1437.03KN$$

N > Nu Condition vérifié

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS

SECONDAIRES

3.1 INTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.
- Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : L'acrotère, le balcon, les planchers, L'escalier ,Poutre palière

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre

3.2 PLANCHERS A CORPS CREUX

3.2.1 Introduction

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et largeur sont nettement

Supérieures à l'épaisseur. Ils ont pour rôle :

- La transmission les charges et surcharges vers les éléments porteurs.
- De plateforme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit pour l'étage sous-jacent.
- D'écran permettant le confort de l'habitation.

Dans notre projet on utilise : Les planchers à corps creux ; avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur

- Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.
- Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages

3.2.2 Classification des planchers

Les planchers rencontrés se classent en quatre grandes catégories :

- plancher avec dalle, poutres secondaires (poutrelles) et poutres principales
- Plancher à poutrelles parallèles rapprochées
- .Plancher à «hourdis creux» (corps creux).
- Plancher champignon et plancher dalles.

3.2.3 Justification du choix de type de plancher « corps creux »

Dans notre structure, on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages.

les raisons de choix sont :

- Il présente l'avantage d'être léger et très économique.
- Bonne isolation thermique et acoustique
- Exécution simple

3.2.4 Méthode de calcul :

Il y a plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment,

nous citerons comme exemple les suivants méthodes :

- Les méthodes approchées
- les méthodes exactes.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est -à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire On va utiliser méthode forfaitaire sur les conditions d'application sont remplies.

3.2.5 Domaine d'application BAEL91 (Art B.6.2, 210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible utiliser la méthode

- forfaitaire si les conditions suivants à vérifier :
- Plancher à charge d'exploitation modérée : ($Q \leq 2G$).
- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité : ($I_1, I_2, I_3, I_4 \dots = \text{Constante}$).
- les portées successives sont dans un rapport compris entre : ($0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 2.5$)
- La fissuration n'est pas préjudicia

3.2.6 Méthode forfaitaire

3.2.7 Condition d'application

$Q \leq 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$

Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.

Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

3.2.8 Calcul des moments: (méthode forfaitaire)

➤ **Les moments en appui :**

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

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

➤ **Les moments en travées :**

$$M_t \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{Mg+Md}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ travée de rive}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ travée intermédiaire}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

➤ **Valeur des efforts tranchants :**

$$T_d = -\frac{Pl}{2} + \frac{Md-Mg}{l}$$

$$T_g = \frac{Pl}{2} + \frac{Md-Mg}{l}$$

T_d = l'effort tranchant a droite de la travée

T_g = l'effort tranchant a gauche de la travée

3.2.9 .Les combinaison d'action :

Plancher étage courant (habitation): D'après le (DTR BC 2.2)

Charge permanente = $G=5200\text{N/m}^2$

Surcharge d'exploitation = $Q = 1500 \text{ N/m}^2$

Plancher terrasse (habitation) : D'après le (DTR BC 2.2)

Charge permanente : $G=6280\text{N/m}^2$

Surcharge : $Q=1000 \text{ N/m}^2$

3.2.10 .Application de la méthode forfaitaire :

➤ **Plancher terrasse**

- $1000 \leq 2 \times 6280 = 12560 \text{ N}$ condition vérifié
- Inertie constante.
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier

$$0.85 \leq \frac{L1}{L2} = 1 \leq 1.24$$

- Fissuration non préjudiciable. condition vérifiée

➤ **Planchers étage courant**

- $Q=1500 \text{ N}$
- $G=5200 \text{ N}$ $1500 \leq 2 \times 5200 = 10400 \text{ N}$ condition vérifiée
- $Q \leq (2.G ; 5000\text{N/m}^2)$. Condition vérifiée

Inertie constante Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier

✚ ELU

$$P_u \text{ etage} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.2 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.025 \text{ KN/ml}$$

$$P_u \text{ terrasse} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 6.28 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.485 \text{ KN /ml}$$

✚ ELS

$$P_S \text{ etage} = (G + Q) \times 0.65 = (5.2 + 1.5) \times 0.65 = 4.355 \text{ KN/ml}$$

$$P_S \text{ terase} = (G + Q) \times 0.65 = (6.28 + 1) \times 0.65 = 4.732 \text{ KN/ml}$$

3.2.10.1 Type 1 (3appuis)

➤ **ETUDE TERRASSE**

$$G = 6.28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul α rapport des charges**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{6.28+1} = 0.137$$

- **Calcul des moments**

$$1 + 0.3 \alpha = 1 + (0.3 \times 0.137) = 1.0411$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+(0.3 \times 0.13)}{2} = 0.6195$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+(0.3 \times 0.13)}{2} = 0.52$$

M0 :Moment isostatique d'une travée

Mt :Moment droit

Mg : moment gauche

 ELU

- Puterise =6.485

➤ **Les moments En Travée**

• **La travée de rive : (A-B)**

$$M0 = \frac{pl^2}{8}$$

$$M0 = \frac{6.485 \times 3,3^2}{8} = 8.827$$

$$Mt = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05M0; (1 + 0.3\alpha))M0 - \frac{Mg+Md}{2} \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M0 \end{array} \right\}$$

$$Mt(A_B) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05M0; 1.0411M0) - \frac{0.2M0+0.6M0}{2} \\ 0.62M0 \end{array} \right\}$$

$$Mt(A_B) = \text{Max} \{0.64M0; 0.62M0\}$$

$$Mt(A_B) = 0.64M0$$

• **La travée de rive : (B_C)**

$$M0 = \frac{6.485 \times 3,3^2}{8} = 8.827$$

$$Mt = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05M0; (1 + 0.3\alpha))M0 - \frac{Mg+Md}{2} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M0 \end{array} \right\}$$

$$Mt(B_C) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05M0; 1.0411M0) - \frac{0.6M0+0.2M0}{2} \\ 0.52M0 \end{array} \right\}$$

$$Mt(B_C) = \text{Max} \{0.64M0; 0.52M0\}$$

$$Mt(B_C) = 0.64M0$$

Les moment	A_B	B_C
M0	8.83	8.83
MT	5.65	5.65

/	A	B	C
Ma	0.2M0	0.6M0	0.2M0
	1.8	5.3	1.8

➤ **L'effort tranchant: La méthode RDM**

$$T_d = -\frac{PL}{2} + \frac{Md-Mg}{l} \quad T_g = \frac{Pl}{2} + \frac{Md-Mg}{l}$$

• **Travée (A-B)**

$$T_d = -\frac{6.485 \times 3.30}{2} + \frac{5.3 - 1.8}{3.30} = -9.64 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{6.485 \times 3.30}{2} + \frac{5.3 - 1.8}{3.30} = 11.76 \text{ KN}$$

• **Travée (B-C)**

$$T_d = -\frac{6.485 \times 3.30}{2} + \frac{1.8 - 5.3}{3.30} = -11.76 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{6.485 \times 3.30}{2} + \frac{1.8 - 5.3}{3.30} = 9.64 \text{ KN}$$

Trave	AB	BC
Td(KN)	-9.64	-11.76
Tg(KN)	11.76	9.64

✚ **ELS**

$$P_{sterasse} = 4.732$$

$$M_0 = \frac{4.732 \times 3.3^2}{8} = 6.441$$

Les moment	A_B	B_C
M0	6.441	6 .441
MT	4.122	4 .122

/	A	B	C
Ma	0.2M0	0.6M0	0.2M0
	1.288	3.864	1.288

Trave	AB	BC
Td(KN)	-6.98	-8.62
Tg(KN)	8.63	6.98

3.2.10.2 TYP 2 sur 4 appuis

ELU

Puterise =6.485

➤ Les moments En Travée

- La travée de rive : (A-B)

$$M0 = \frac{pl^2}{8}$$

$$M0 = \frac{6.485 \times 3,3^2}{8} = 8.827 \text{ KN}$$

$$Mt = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05M0; (1 + 0.3\alpha))M0 - \frac{Mg+Md}{2} \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M0 \end{array} \right\}$$

$$Mt(A_B)=\text{Max}\left\{\begin{array}{l} \max(1.05M0; 1.0411M0) - \frac{0.2M0+0.5M0}{2} \\ 0.62M0 \end{array}\right\}$$

$$Mt(A_B)=\text{Max}\left\{\begin{array}{l} 0.7M0 \\ 0.62M0 \end{array}\right\}$$

• La travée INTER : (B_C)

$$M0 = \frac{pl^2}{8}$$

$$M0 = \frac{6.485 \times 3,3^2}{8} = 8.827$$

$$Mt = \text{Max}\left\{\begin{array}{l} \max(1.05M0; (1 + 0.3\alpha))M0 - \frac{Mg+Md}{2} \\ \frac{1.0+0.3\alpha}{2}M0 \end{array}\right\}$$

$$Mt(B_C)=\text{Max}\left\{\begin{array}{l} \max(1.05M0; 1.0411M0) - \frac{0.5M0+0.5M0}{2} \\ 0.52M0 \end{array}\right\}$$

$$Mt(B_C)=\text{Max}\left\{\begin{array}{l} 0.54M0 \\ 0.52M0 \end{array}\right\}$$

• La travée de rive : (C_D)

$$M0 = \frac{pl^2}{8}$$

$$M0 = \frac{6.485 \times 3,3^2}{8} = 8.827$$

$$Mt = \text{Max}\left\{\begin{array}{l} \max(1.05M0; (1 + 0.3\alpha))M0 - \frac{Mg+Md}{2} \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M0 \end{array}\right\}$$

$$Mt(C_D)=\text{Max}\left\{\begin{array}{l} \max(1.05M0; 1.0411M0) - \frac{0.5M0+0.2M0}{2} \\ 0.62M0 \end{array}\right\}$$

$$Mt(C_D)=\text{Max}\left\{\begin{array}{l} 0.7M0 \\ 0.62M0 \end{array}\right\}$$

Les moment	A_B	B_C	C_d
M0	8.83	8.83	8.83

MT	6.181	4.768	6.181
----	-------	-------	-------

/	A	B	C	D
Ma	0.2M0	0.5M0	0.5M0	0.2M0
	1.8	4.4	4.4	1.8

➤ **L'effort tranchant: La méthode RDM**

$$T_d = -\frac{PL}{2} + \frac{Md-Mg}{l} \quad T_g = \frac{Pl}{2} + \frac{Md-Mg}{l}$$

• **Travée (A-B)**

$$T_d = -\frac{6.485 \times 3.30}{2} + \frac{4.4 - 1.8}{3.30} = -9.92 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{6.485 \times 3.30}{2} + \frac{4.4 - 1.8}{3.30} = 11.49 \text{ KN}$$

• **Travée (B-C)**

$$T_d = -\frac{6.485 \times 3.30}{2} + \frac{4.4 - 4.4}{3.30} = -10.70 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{6.485 \times 3.30}{2} + \frac{4.4 - 4.4}{3.30} = 10.71 \text{ KN}$$

• **Travée (C_D)**

$$T_d = -\frac{6.485 \times 3.30}{2} + \frac{1.8 - 4.4}{3.30} = -11.49 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{6.485 \times 3.30}{2} + \frac{1.8 - 4.4}{3.30} = 9.92 \text{ KN}$$

Trave	AB	BC	CD
Td(KN)	-9.92	-10.70	-11.49
Tg(KN)	11.49	10.70	9.92

✚ ELS

Psterasse = 4.732

$$M_0 = \frac{4.732 \times 3,3^2}{8} = 6.441$$

Les moment	A_B	B_C	C_D
M0	6.441	6.441	6.441
MT	4.5087	3.478	4.5087

/	A	B	C	D
Ma	0.2M0	0.5M0	0.5M0	0.2M0
	1.288	3.221	3.221	1.288

Trave	AB	BC	CD
Td(KN)	-7.22	-7.81	-8.39
Tg(KN)	8.39	7.81	7.22

3.2.10.3 Type 3 : plancher repose sur (8) appuis.

 ELU

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

$$M_0 = \frac{6.485 \times 3,3^2}{8} = 8.827$$

Puterise = 6.485

Les moment	A_B	B_C	C_d	D_E	E_F	F_G	G_H

M0	8.83	8.83	8.83	8.33	8.33	8.33	8.33
MT KN.m	6.18	5.29	5.74	5.74	5.74	5.29	6.18

c	A	B	C	D	E	F	G	H
Ma	0.2M0	0.5M0	0.4M0	0.4M0	0.4M0	0.4M0	0.5M0	0.2M0
	1.77	4.41	3.532	3.532	3.532	3.532	4.41	1.77

Trave	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Td(KN)	-9.90	-10.96	-10.7	-10.7	-10.7	-10.43	-11.5
Tg(KN)	11.5	10.43	10.70	10.70	10.70	10.96	9.9

 **E**
LS
 Pste
 rass

$$e = 4.732$$

$$M0 = \frac{4.732 \times 3.3^2}{8} = 6.441 \text{ KN.m}$$

Les moment	A_B	B_C	C_d	D_E	E_F	F_G	G_H
M0 KN.m	6.441	6.441	6.441	6.441	6.441	6.441	6.441
MT KN.m	4.41	3.86	4.2	4.2	4.2	3.86	4.41

/	A	B	C	D	E	F	G	H
Ma	0.2M0	0.5M0	0.4M0	0.4M0	0.4M0	0.4M0	0.5M0	0.2M0

KN.m								
	1.29	3.22	2.58	2.58	2.58	2.58	3.22	1.29

Trave	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Td(KN)	-7.22	-8	-7.80	-7.8	-7.8	-7.61	-8.39
Tg(KN)	8.39	7.16	7.8	7.8	7.8	8	7.22

➤ E
tud
e de
l'ét

age courant :

$$G=5.20\text{KN/m}^2$$

$$Q = 1.5\text{K N/ m}^2$$

- **Calcul α rapport des charge**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{5.20+1.5} = 0.22$$

- **Calcul des moments**

$$1+0.3\alpha = 1+(0.3 \times 0.22) = 1.066$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+(0.3 \times 0.22)}{2} = 0.63$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+(0.3 \times 0.22)}{2} = 0.53$$

M0 :Moment isostatique d'une travée

Mt :Moment droit

Mg : moment gauche

✚ **ELU**

$$Pu \text{ etaeg} = 6.025\text{KN/ml}$$

➤ **Les moments En Travée :**

- **La travée de rive : (A-B)**

$$M0 = \frac{pL^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{6.025 \times 3,3^2}{8} = 8.206.441 \text{KN.m}$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{Mg+Md}{2} \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right\}$$

$$M_t(A_B) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05M_0; 1.066M_0) - \frac{0.2M_0+0.6M_0}{2} \\ 0.63M_0 \end{array} \right\}$$

$$M_t(A_B) = \text{Max} \{ 0.67M_0 \\ 0.63M_0 \}$$

$$M_t(A_B) = 0.67M_0$$

• La travée de rive : (B_C)

$$M_0 = \frac{6.025 \times 3,3^2}{8} = 8.206.441 \text{KN.m}$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{Mg+Md}{2} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right\}$$

$$M_t(B_C) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05M_0; 1.066M_0) - \frac{0.6M_0+0.2M_0}{2} \\ 0.63 M_0 \end{array} \right\}$$

$$M_t(B_C) = \text{Max} \{ 0.67M_0 \\ 0.63M_0 \}$$

$$M_t(B_C) = 0.67M_0$$

Les moment	A_B	B_C
M ₀	8.2	8.2
MT KN.m	5.49	5.49

/	A	B	C
Ma	0.2M ₀	0.6M ₀	0.2M ₀

	1.64	4.92	1.64
--	------	------	------

➤ **L'effort tranchant: La méthode RDM**

$$T_d = -\frac{Pl}{2} + \frac{Md-Mg}{l} \quad T_g = \frac{Pl}{2} + \frac{Md-Mg}{l}$$

• **Travée (A-B)**

$$T_d = -\frac{6.03 \times 3.30}{2} + \frac{4.92 - 1.64}{3.30} = -8.95 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{6.03 \times 3.30}{2} + \frac{4.92 - 1.64}{3.30} = 10.94 \text{ KN}$$

• **Travée (B-C)**

$$T_d = -\frac{6.03 \times 3.30}{2} + \frac{1.64 - 4.92}{3.30} = -10.94 \text{ KN}$$

$$T_g = \frac{6.03 \times 3.30}{2} + \frac{1.64 - 4.92}{3.30} = 8.95 \text{ KN}$$

Trave	AB	BC
Td(KN)	-8.95	10.94
Tg(KN)	10.94	8.95

 **ELS**

Ps etage = 4.36

$$M_0 = \frac{4.36 \times 3.3^2}{8} = 5.936.441 \text{ KN.m}$$

Les moment	A_B	B_C
M0	5.93	5.93
MT	3.97	3.97

/	A	B	C
Ma	0.2M0	0.6M0	0.2M0
	1.186	3.558	1.86

Trave	AB	BC
Td(KN)	-6.47	-7.91
Tg(KN)	7.91	6.47

TYP 2(4 appuis)

ELU

Pu etage =6 .025KN/ml

Les moments En Travée :

- **La travée de rive : (A-B)**

$$M0 = \frac{pl^2}{8}$$

$$M0 = \frac{6.025 \times 3,3^2}{8} = 8.20$$

$$Mt = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05M0; (1 + 0.3\alpha))M0 - \frac{Mg+Md}{2} \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M0 \end{array} \right\}$$

$$Mt(A_B) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05M0; 1.066M0) - \frac{0.2M0+0.5M0}{2} \\ 0.63M0 \end{array} \right\}$$

$$Mt(A_B) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \{0.72M0\} \\ \{0.63M0\} \end{array} \right\}$$

- **La travéeINTER : (B_C)**

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

$$M_0 = \frac{6.025 \times 3,3^2}{8} = 8.206.441 \text{KN.m}$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{Mg+Md}{2} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right\}$$

$$M_t(B_C) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05M_0; 1.066M_0) - \frac{0.5M_0+0.5M_0}{2} \\ 0.53M_0 \end{array} \right\}$$

$$M_t(B_C) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.57 \\ 0.53 \end{array} \right\}$$

➤ La travée de rive : (C_D)

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

$$M_0 = \frac{6.025 \times 3,3^2}{8} = 8.20$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{Mg+Md}{2} \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right\}$$

$$M_t(C_D) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max(1.05M_0; 1.0411M_0) - \frac{0.5M_0+0.2M_0}{2} \\ 0.63M_0 \end{array} \right\}$$

$$M_t(C_D) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.72M_0 \\ 0.63M_0 \end{array} \right\}$$

Les moment	A_B	B_C	C_d
M ₀	8.20	8.2	8.2
M _T	5.904	4.67	5.904

Tap 2.23 Les moments En Travée

/	A	B	C	D
Ma	0.2M ₀	0.5M ₀	0.5M ₀	0.2M ₀

	1.64	4.1	4.1	1.64
--	------	-----	-----	------

➤ **L'effort tranchant: La méthode RDM**

$$T_d = -\frac{PL}{2} + \frac{Md-Mg}{l} \quad T_g = \frac{Pl}{2} + \frac{Md-Mg}{l}$$

• **Travée (A-B)**

$$T_d = -\frac{6.025 \times 3.30}{2} + \frac{4.1 - 1.64}{3.30} = -9.2 \text{ KN} \quad T_g = \frac{6.025 \times 3.30}{2} + \frac{4.1 - 1.64}{3.30} = 10.69 \text{ KN}$$

• **Travée (B-C)**

$$T_d = -\frac{6.025 \times 3.30}{2} + \frac{4.1 - 4.1}{3.30} = -9.94 \text{ KN} \quad T_g = \frac{6.03 \times 3.30}{2} + \frac{4.1 - 4.1}{3.30} = 9.94 \text{ KN}$$

• **Travée (C_D)**

$$T_d = -\frac{6.03 \times 3.30}{2} + \frac{1.64 - 4.4}{3.30} = -10.69 \text{ KN} \quad T_g = \frac{6.03 \times 3.30}{2} + \frac{1.64 - 4.4}{3.30} = 9.2 \text{ KN}$$

Trave	AB	BC	CD
Td(KN)	-9.2	-9.94	-10.69
Tg(KN)	10.69	9.94	9.2

✚ **ELS**

Ps etage = 4.35

$$M_0 = \frac{4.35 \times 3.3^2}{8} = 5.926.441 \text{ KN.m}$$

Les moment	A_B	B_C	C_D
M0	5.92	5.92	5.92
MT	4.26	3.37	4.26

/	A	B	C	D
Ma	0.2M0	0.5M0	0.5M0	0.2M0
	1.184	2.96	2.96	1.184

Trave	AB	BC	CD
Td(KN)	-6.64	-7.17	-7.72
Tg(KN)	7.72	7.17	6.64

➤ **Type 3 : plancher repose sur (8) appuis.**

✚ **ELU**

$$M0 = \frac{pl^2}{8}$$

$$M0 = \frac{6.025 \times 3,3^2}{8} = 8.206.441 \text{KN.m}$$

Puetage=6.025

Les moment	A_B	B_C	C_d	D_E	E_F	F_G	G_H
M0	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20
MT	5.90	5.08	5.494	5.494	5.494	5.08	5.90

/	A	B	C	D	E	F	G	H
Ma	0.2M0	0.5M0	0.4M0	0.4M0	0.4M0	0.4M0	0.5M0	0.2M0
	1.64	4.1	3.28	3.28	3.28	3.28	4.1	1.64

Trave	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
-------	----	----	----	----	----	----	----

Td(KN)	-9.2	-10.18	-9.94	-9.94	-9.94	-9.69	-10.69
Tg(KN)	10.69	9.69	9.94	9.94	9.94	10.18	9.2

ELLS

PsETAGE =4.35 $M0 = \frac{4.35 \times 3,3^2}{8} = 5.92 \text{ KN.m}$

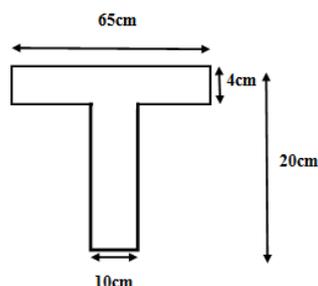
Les moment	A_B	B_C	C_d	D_E	E_F	F_G	G_H
M0	5.92	5.92	5.92	5.92	5.92	5.92	5.92
MT	4.62	3.67	3.97	3.97	3.97	3.67	4.62

/	A	B	C	D	E	F	G	H
Ma	0.2M0	0.5M0	0.4M0	0.4M0	0.4M0	0.4M0	0.5M0	0.2M0
	1.18	2.96	2.368	2.368	2.368	2.368	2.96	1.18

Trave	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Td(KN)	-6.64	-7.35	-7.17	-7.17	-7.17	-6.99	-7.71
Tg(KN)	7.71	6.99	7.17	7.17	7.17	7.35	6.64

3.2.11 Calcul du Ferrailage :

$b = 65\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$



3.2.12 l'enrobage

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2}$$

$C_0 = 1\text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm} \text{ (BAEL91.A.7.2.1)}$$

$$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2\text{cm}$$

Donc on adopte $C = 2\text{cm}$.

$$d = h - c = 20 - 2 = 18$$

	M_{\max} (appui)	M_{\max} (travée)=	T_{\max}
E.L.U	5300N.m	6180N.m	1176N
E.L.S	3558N.m	4620N.m	8630N

Tap 2.36 présente les effort

➤ **Les armatures longitudinales**

✚ **ELU :**

• **En Travée**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} (d - h_0/2)$$

$$M_t = 6180\text{N.m} \leq 51120$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b b d^2} \cdot \alpha \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Tableau Récapitulatif Des Résultats

M_t (N.m)	μ	μ_1	α	B	A (cm²)
6180	0.025	0.392	0.03	0.98	1.06

- **Sur Appuis**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue

alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

MA (N.m)	μ	μl	α	B	A (cm ²)
5300	0.01	0.392	0.022	0.99	0.85

E L S

- **D'après le BAEL91**

contrainte max du béton La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\alpha \leq \alpha_1 = (\gamma - 1/2) + (f_{c28} / 100)$$

$$\gamma = \frac{M_{\max ul}}{M_{\max ser}}$$

	α	M max ul	M max ser	γ	f _{c28}	α_1	Condition
travéé	0.026	6180	4620	1.33	25	0.415	verifié
appui	0.022	5300	3558	1.4	25	0.49	verifié

- **Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2, 1)**

$$A_{tmin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

	travé	b=65	Appui	b=10
At min	1.41cm ²		0.22cm ²	

- Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)

Eléments	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	' (cm ²) A min	A ma x (cm ²)	A adop (cm ²)
Travée	1.06	travée	b=50	Appui	2HA12=2.26
	At min	1.30cm ²		0.20cm ²	
Appuis	0.85	0,22	0,20	0.85	1HA12=1.13

$$A' \geq 0.001 \times b \times h$$

- Calcul des armatures transversales:: BAEL91 (A.7.2, 2)

- ϕ_t : Diamètre minimale des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35} \quad \phi_t \frac{b_0}{10} \right) = (6.10.10)$$

Soit $\phi_t = 6\text{mm}$

$$A = 2.26/4 = 0.56\text{cm}^2$$

donc en adopte des cadres $\phi 6$ d'où : $A_t = 2 \phi 6 = 0.57\text{cm}^2$ de nuance FeE235.

- Espacement des cadres S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_{t1} \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) = \min (16, 2; 40) \text{ cm} = 16.2\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0,4 \times b_0 = 0,57 \times 235 / 0,4 \times 10 = 33,48\text{cm}$$

$$S_{t3} \leq [0,9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_t / 28 \times k)] = 21.84\text{cm}$$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples

Suit: $S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) = 16.2$

$S_t = 15\text{cm}$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de **15 cm** avec un

premier espacement auprès de l'appui de **10 cm**.

- **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

La contrainte tangente : $\tau_u = T_u / (b_0 \times d)$ **BAEL91 (A.5.1, 1)**

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_u = 1176 \text{ N}$$

$$\tau_u = 0.0653 \text{ MPA}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs

$$\tau_u = \min(0.20 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPA}) = 3.3 \text{ MPA} \quad \text{fissuration pré nuisible}$$

$$\tau_u \leq \tau_u \quad \text{condition vérifié}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1,31)**

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que L'on a :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = 0.9.d = 16.20 \text{ cm.}$$

$$T_u = 1176 \text{ N}$$

$$1176 \text{ N} \leq 108135 \quad \text{condition vérifié}$$

$$A = 2T_u = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 33.81 \text{ mm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

- **Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{22.5} = 0.06 > 0.04$$

$$\frac{h}{l} > \frac{ML}{15M_0} = 0.06 > 0.05$$

$$\frac{A}{b_0 d} < \frac{3.60}{F_e} = 0.0019 < 0.0090$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

- **Présentation de ferrailage:**

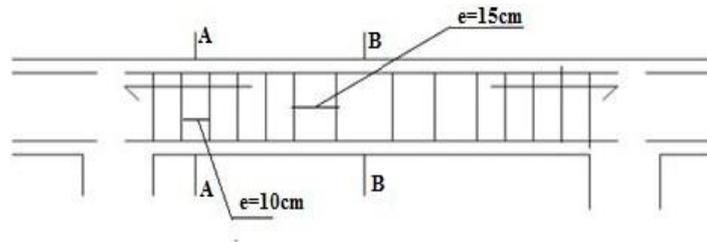


Figure 8 : Schémas de ferrailage des poutrelles

3.2.13 Ferrailage de dalle de compression D'après le CBA 93

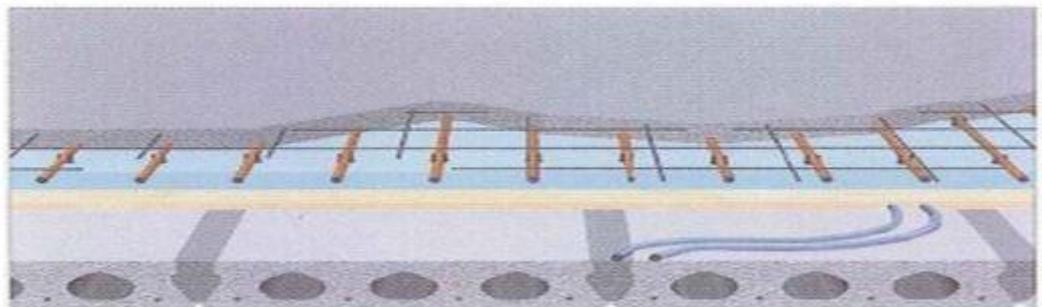


Figure 9: Ferrailages des poutrelles

le ferrailage de la dalle de compression d'épaisseur de 5 cm doit se faire par un quadrillage dans laquelle les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } 50\text{cm} \leq L1 \leq 80\text{cm} \quad A1 = 4 \frac{L1}{f_e} \quad \text{avec } L1 \text{ en cm}$$

Avec :

L1 : distance entre l'axe des poutrelles (L1= 65 cm).

A1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$A2 = \frac{A1}{2}$$

Fe =235 MPa ; quadrillage de T.S.TIE 520

On a: L1=65cm

$$A1 = 4 \frac{L1}{fe} = 1.10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A2 = \frac{A1}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

A1=1.10 cm² /ml donc on prend 4Ø6 = 1.13 cm²/ ml

A2=0.55 cm² /ml donc on prend 2Ø6 = 0.57 cm²/ ml

ST = 100/5= 20cm

Donc pour la dalle de compression on adopte un treillis soudés Ø6 donc la dimension Des mailles est égal a 20cm suivant les deux sens.

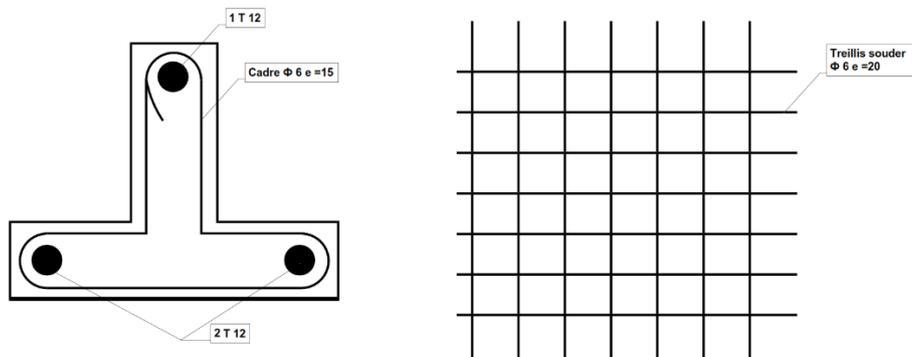
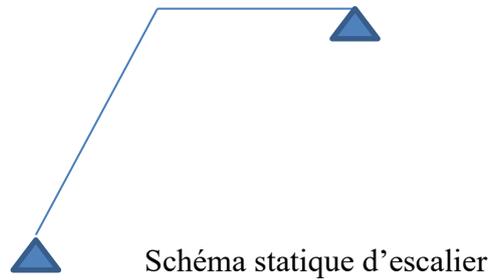


Figure 10: ferrailages des poutrelles

3.3 LES ESCALIERS

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.



$$\text{Volee} \begin{cases} Gv = 8.71 \text{KN/m}^2 \\ Qv = 2.50 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Palier} \begin{cases} Gv = 5.35 \text{KN/m}^2 \\ Qv = 2.50 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

⚡ A'ELU

➤ Volée

$$qv = 1.5Qv + 1.35Gv \quad qv = (1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 8.71) \times 1 \quad qv = 15.450 \text{KN/ml}$$

➤ palier

$$qp = 1.5Qp + 1.35Gp \quad qp = (1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 5.35) \times 1 \quad qp = 10.97 \text{KN / ml}$$

⚡ AL'ELS

➤ Volée

$$qv = Qv + Gv \quad qv = (2.5 + 8.71) \times 1 \quad qv = 11.21 \text{KN/ml}$$

➤ palier

$$qp = Qp + Gp \quad qp = (2.5 + 5.35) \times 1 \quad qp = 7.85 \text{KN / ml}$$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\Sigma F=0 \quad R_A + R_B = 10.97 \times 1.9 + 15.50 \times 2.4$$

$$R_A + R_B = 58.043 \text{KN}$$

$$\Sigma M/A=0 \quad (15.5 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2}) + (10.97 \times 1.9) \left(\frac{1.9}{2} + 2.4 \right) - R_B \times 4.30 = 0$$

$$R_B = 26.61KN$$

$$R_A = 31.42KN$$

3.3.1 Calcul des sollicitations

A'ELU

➤ Effort tranchant

$$0 \leq x \leq 2.4m \quad T_Y(x) = 31.42 - 15.5x \quad T_Y(0) = 31.42KN \quad T_Y(2.4) = -5.8KN$$

$$0 \leq x \leq 1.9m \quad T_Y(x) = 26.61 - 10.97x \quad T_Y(0) = 26.61KN \quad T_Y(1.9) = 5.8KN$$

➤ Moment fléchissant

$$0 \leq x \leq 2.4m \quad M(x) = 31.42x - 15.5 \frac{x^2}{2} \quad M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad M(2.4) = 30.77 \text{ KN.m}$$

$$0 \leq x \leq 1.9m \quad M(x) = 26.61x - 10.97 \frac{x^2}{2} \quad M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad M(1.9) = 30.77 \text{ KN.m}$$

A'ELS

$$R_B = 19.13KN$$

$$R_A = 22.69KN$$

➤ Effort tranchant

$$0 \leq x \leq 2.4m \quad T_Y(x) = 22.69 - 11.21x \quad T_Y(0) = 22.69KN \quad T_Y(2.4) = -4.21KN$$

$$0 \leq x \leq 1.9m \quad T_Y(x) = 19.13 - 7.85x \quad T_Y(0) = 19.13KN \quad T_Y(1.9) = 4.21KN$$

➤ Moment fléchissant

$$0 \leq x \leq 2.4m \quad M(x) = 22.69x - 11.21 \frac{x^2}{2} \quad M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad M(2.4) = 22.18 \text{ KN.m}$$

$$0 \leq x \leq 1.9m \quad M(x) = 19.13x - 7.85 \frac{x^2}{2} \quad M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad M(1.9) = 22.18 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de ferrailage

A'ELU Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$EUL \begin{cases} M^t = 0.85M_{max} = 26.15 \text{ KN.m} \\ M^a = 0.5M_{max} = 15.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M^t = 0.85M_{max} = 18.79 \text{ KN.m} \\ M^a = 0.5M_{max} = 11.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$b = 100\text{cm} \quad e = 14\text{cm} \quad d = 12.6$$

➤ **Armatures Longitudinales**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b b d^2}; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = (1 - 0.4\alpha); A_{CALCL} = \frac{M}{\sigma_s d \beta}$$

F_{c28}	ft_{28}	γ_b	γ_s	d	F_{bu}	$\sigma_s \text{MPa}$	$F_2 \text{MPa}$
25	2.1	1.5	1.15	0.108	14.20	348	400

Tap 3.1 Caractéristiques géométriques et mécaniques

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

ELEMENT	Mu	μ	μl	α	β	A_{CALCL}
TA Veé	26.15	0.157	0.392	0.21	0.91	0.76
appuis	15.39	0.09	0.392	0.12	0.95	0.43

✚ **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \text{ AVEC } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

	α	Mul	Mser	γ	F_{c28}	α	CONDITION
Travée	0.21	26.15	18.79	1.39	25	0.445	VERIFEE
Appuis	0.12	15.39	11.05	1.39	25	0.445	VERIFEE

➤ **Vérification**

Conditions de non fragilité

Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1)

$$A_{min}^1 \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e}$$

$$A_{min}^1 = 1.52 \text{cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min}^2 = 1.4cm^2$$

	AU	A_{min}^2	A_{min}^2	Amax	ADP
TRAVEE	0.76	1.52	1.2	1.52	4HA10 = 3.14
APPUIS	0.43	1.52	1.2	1.52	4HA10 = 3.14

➤ **Armatures de Longitudinales**

Armatures de répartition : $A_t = A_L / 4$

	Al	At	Aadp
TRAVEE	1.57	0.39	3HA6=0.58
APPUIS	1.57	0.39	3HA6=0.58

➤ **Armatures de répartition**

➤ **L'espacement entre les armatures : B A E L 91 (art 8.2.42)**

• **Armatures longitudinales**

$$S_l \leq \min(3h; 33cm) = 33cm$$

Travée $S_l = \frac{100}{6} = 16.66 = 15cm$

Appuis $S_l = 100/4 = 25cm = 20cm$

• **Armatures transversals:**

$$S_t \leq \min(4h; 45cm) = 45cm$$

Travée $S_l = \frac{100}{4} = 25$

Appuis $S_l = 100/3 = 33.33cm$

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

• **La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (A.5.1, 1)**

$\tau = \frac{TU}{b_0 d}$ Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}$ est donnée

par la formule suivante

$$T_u = 5.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.0537 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min\left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

(BAEL (A.5.1,211))

$$\tau_u < \tau = 2.5 \text{ MPa} \text{ condition vérif}$$

➤ **Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)**

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t = 0.85 M_0}{10 M_0} \quad 0.027 < 0.085 \quad \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0005 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad 0.027 < 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{CNV}$$

➤ **En vérifié la condition suivent**

$$\Delta_{ft} = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée

• **Calcul de la flèche : BAEL91 (Art : B.6.5.3)**

Position de centre de gravité de la section homogène

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_S d}{bh + \eta A_S} \quad Y'_G = h - Y_G \quad \delta = d - Y_G$$

Y_G	Y'_G	δ
6.09	5.90	4.71

• **Moment d'inertie de la section homogène**

$$I_0 = \frac{h^3 b}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2}\right) - Y_G\right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = 14918.8 \text{ cm}^4$$

ρ°	λ_i	λ_v
--------------	-------------	-------------

• **Déformations instantanées**

0.0014	15	6
--------	----	---

$$b = b_0 \quad \lambda_i = \frac{f_{t28}^{0.05}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b})\rho} \quad \rho = \frac{A}{d \times b_0}$$

• **Déformation de longue durée**

$$\lambda_v = \frac{f_{t28}^{0.02}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b})\rho}$$

➤ **Calcul du moment fléchissant d'ELS**

$$g = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}} \quad \rho = G + Q$$

g : c'est l'ensemble de la charge permanente

J : charge permanente sans revêtement.

ρ: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

g KN /ml	J KN/ml	ρ KN /ml
6.85	5.87	9.34

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8}$$

Mg KN.m	Mj KN .m	M ρ KN. m
13.45	11.53	18.34

➤ **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature**

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

$$\rho_1 = 100 \times \rho^\circ$$

ρ ₁	β ₁	σ _g ^s	σ _j ^s	σ _ρ ^s
0.14	0.944	860	739	1175

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} \quad \sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} \quad \sigma_\rho^s = \frac{M_\rho}{A \times \beta \times d}$$

➤ Calcul du coefficient μ

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho^\circ \times \sigma_g^s + f_{t28}} \quad \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho^\circ \times \sigma_j^s + f_{t28}} \quad \mu_\rho = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho^\circ \times \sigma_\rho^s + f_{t28}}$$

$$I_{fv}^g = \frac{(1.1 I_0)}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \quad I_{fi}^g = \frac{(1.1 I_0)}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad I_{fv}^j = \frac{(1.1 I_0)}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad I_{fv}^p = \frac{(1.1 I_0)}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$$

μ_g	μ_j	μ_ρ	I_{fv}^g	I_{fi}^g	I_{fv}^j	I_{fv}^p
0.53	0.41	0.57	396.2	183.3	229.52	155.55

➤ Clacul de la flèche

$$E_I = 11000^3 \sqrt{F_{C28}} = 32164.2 MPa \quad (\text{BAEL 91. art A. 2.1.21})$$

$$E_V = \frac{E_I}{3} = 3700^3 \sqrt{F_{C28}} = 10818.87 MPa \quad (\text{BAEL 91. art A. 2.1.22})$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times L^2}{10 E_V \times I_{FV}^g} \quad f_I^g = \frac{M_g \times L^2}{10 E_I \times I_{FI}^g} \quad f_v^j = \frac{M_j \times L^2}{10 E_V \times I_{FV}^j} \quad f_I^\rho = \frac{M_\rho \times L^2}{10 E_V \times I_{FV}^\rho}$$

f_v^g	f_I^g	f_v^j	f_I^ρ
5.08	4.21	2.88	6.77

$$\Delta f_i \ 6.7 mm < f_{adm} = L / 500 = 8.6 mm$$

Ferrailage

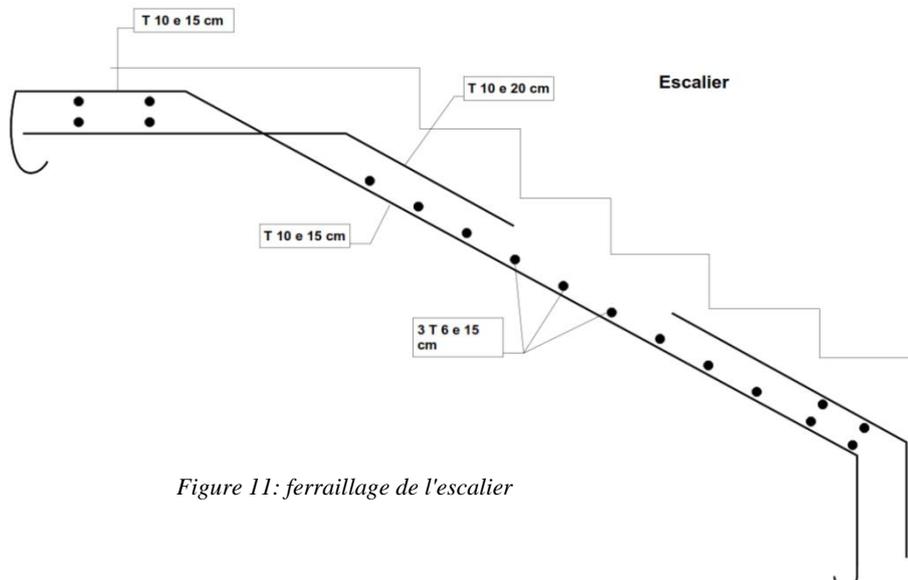


Figure 11: ferrailage de l'escalier

3.4 ETUDE DALLE MACHINE

3.4.1 Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

3.4.2 Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

$$L_x=2m \quad L_y =2m$$

On vérifie deux conditions

résistance a la flexion

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

➤ **Condition de ENA**

L'entreprise national des ascenseurs (ENA) Préconise que l'épaisseur de la dalle $e > 25cm$

Condition de fléché

$$\frac{e}{L_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \quad M_t=0.85M_x \quad \frac{e}{L_x} \geq \frac{1}{20} \frac{0.85M_x}{M_x} = \frac{1}{20} \times 0.85 \quad E \geq \frac{0.85}{20} L_x 8.5cm$$

$$e = 25cm$$

➤ **détermination des charges et surcharges**

- **charges permanentes selon ENA**

P_1 kg	P_2 kg	P_3 kg	P_4 Kg	P_5 kg	P_6 kg	P_7 kg	P_8 kg	P_9 kg	P_{10} kg
8400	3200	2000	600	800	1250	750	1100	1000	3100

$$\text{Poids de machine} = \frac{\sum pT}{S}$$

$$S=4m^2$$

$$\text{Le poids de machine} = \frac{22200}{4} = 5550 \text{kg/m}^2$$

$$\text{Dalle plein } e=25\text{cm} \quad \rho = 2500 \text{Kg/m}^3$$

$$0.25 \times 2500 = 625 \text{KG/m}^2$$

$$\text{Enduit de ciment } e=25 \quad \rho = 2000 \text{Kg/m}^3$$

$$0.2 \times 2000 = 40 \text{Kg/m}^2$$

$$G=5550+625+40 = 62.15 \text{KN/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation**

$$Q=300 \text{Kg/m}^2 = 3 \text{KN/m}^2$$

- **Combinaison de charge**

- ELU $q_u = 1.35G + 1.5Q$

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

- **Clacul des effort RPA 99/version 2003**

- **Le clacul selon dalle appuis sur 4 cotes**

- **Clacul de ρ**

$$0.4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \quad \text{DALLE PORT DE DEUX SENS}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

ELU

$$\mu_x = 0.0368 \quad M_x = 13.013 \text{KNm}$$

$$\mu_y = 1 \quad M_y = 13.013 \text{KNm}$$

- **les conditions d'encastrement d'appuis**

- **Moment en travées**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 11.062 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 11.062 \text{KN.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = 0.3M_x = 3.91 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3M_y = 3.91 \text{KN.m}$$

3.4.3 Ferrailage de dalle

Pour une bande de 1m la section (b ;h) (100.25)cm² qui travaille en flexion simple

Ferrailage Dans les deux sens

$$B=100\text{cm } h=25\text{cm } d=0.9h =22.5$$

Mtx	μ_{bu}	μ_l	A'	α	β	Acl	choix	AD
11.062	0.0154	0.392	0	0.0194	0.99	1.42	5HA10	5HA10
3.91	0.0055	0.392	0	0.0069	0.99	0.50	5HA10	5HA10

➤ **Espacement**

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

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

➤ **Clacul des armatures transversale**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} < \tau_u' = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$$T = \frac{qu \times Lx \times Ly}{2Lx + Ly} = 58.93 \text{KN} \quad T = \frac{qu \times Lx}{3} = 58.93 \text{KN} \quad T_{max} = 58.93 \text{KN}$$

$$\tau_u = 0.262 \text{MPa} < 1.2 \text{MPa} \text{ condition verifeé}$$

➤ **Vérification a ELS**

➤ **Verification des contrent**

• **Beton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

• **Acier**

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} \times \eta \times (d - y) \leq \sigma_s^- \quad \rho = \frac{Lx}{Ly} = 1$$

La fissuration est prejudicible

σ_s	η	fe	qser	μ_x	μ_y	Mx	My

240	1.6	400	65.15	0.0368	1	9.59KN.m	9.59KN .m
MPa		MPa	KN/m				

➤ **Moments sur appuis**

$$M_{ax}=0.85M_x=8.15\text{KN.m}$$

$$M_{ay}=0.85M_y=8.15\text{KN.m}$$

➤ **Moment sur appuis**

$$M_{ax}=0.3M_x=2.88\text{KN.m}$$

$$M_{ay}=0.3M_y=2.88\text{KN.m}$$

$$M_a=\text{Max}(M_{ax} ; M_{ay})=2.88\text{KN ,m}$$

➤ **Déterminé de la valeur de y**

$$I=\frac{by^2}{2} + nA'_s(y - c) - nA_s(d - y) = 0 \quad A'_s = 0 \quad n=15$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I=\frac{by^3}{2} + n(A'_s(d - c)^2 + A_s(d - y)^2)$$

		Mt	AS	Y	I	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$	σ_s	$\sigma_s < \sigma_s$
travee	Xx	8.15	3.93	5.77	16563.72	2.84	CV	131.79	CV
	Yy	8.15	3.93	5.77	16563.72	2.84	CV	131.79	CV
appuis		2.88	3.93	5.77	16563.72	1	CV	46.54	CV

➤ **Verification de la condition de non fragilite**

$$A_x \geq \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h = 2\text{cm}^2 \quad A_y \geq \rho_0 \times b \times h = 2\text{cm}^2 \quad \rho_0 = 0.8\% \quad \rho = 1$$

- **SENS Lxx**

Appuis $A_x = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2 \text{ cm}^2$ cv Travé $A_x = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2 \text{ cm}^2$ cv

- **SENS Lyy**

Appuis $A_y = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2 \text{ cm}^2$ cv Travé $A_y = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2 \text{ cm}^2$ cv

➤ **Verification de fleche**

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20Mx} = 0.125 > 0.042 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27} = 0.125 > 0.028 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{As}{bd} \geq \frac{2}{fe} = 0.00175 < 0.005 \dots\dots\dots CV$$

3.5 L'ASCENSEUR

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient épuisante

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage. On doit bien s'assurer lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids et les câbles) On doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine, La machinerie et le locale dans lequel se trouve l'ensemble de assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur,

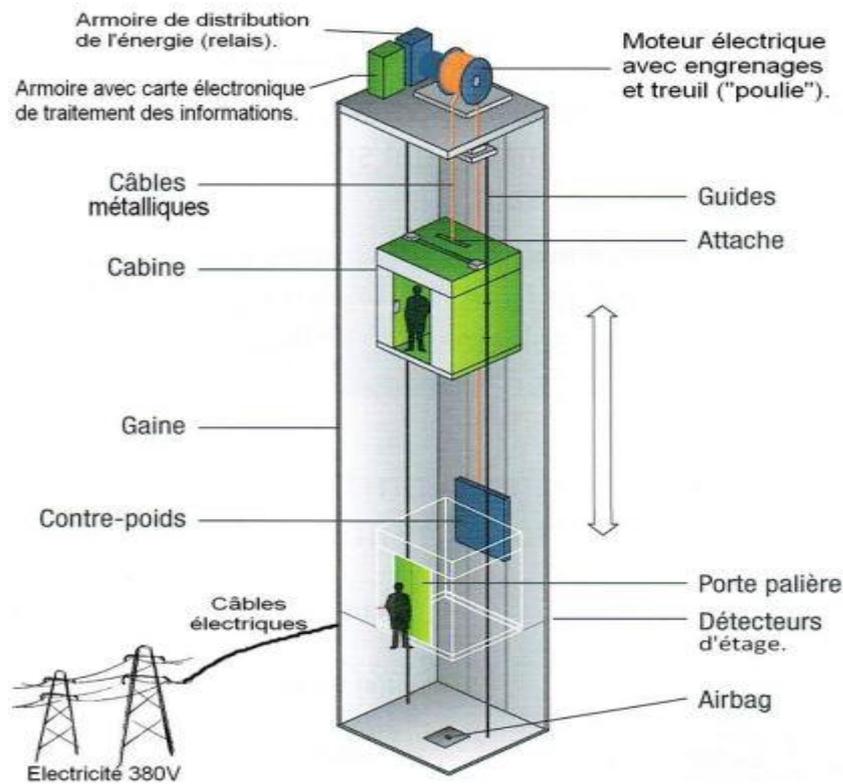
les cages d'ascenseur et d'escalier assurent souvent aussi la stabilité horizontale

d'un bâtiment, que ce soit intégralement ou partiellement. En général, ces cages sont

réalisées à l'aide de parois en béton coulé sur place ou de parois en maçonnerie

généralement composées de blocs de béton. Toutefois, ces cages peuvent être réalisées à

partir d'éléments en béton processus de construction plus efficace, doublé d'une garantie de qualité



3.5.1 Etude de l'ascenseur

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.
- La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit
- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine.
- P_p : le poids de contre poids tel que

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2}$$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes La charge nominale est de 675kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,95m².

- **Ses dimensions selon la fiche technique de l'ascenseur**
 - Largeur ;1.5m

- Profondeur 1.3m
- Hauteur 2.2 m
- La largeur de passage libre 0.9m
- La hauteur de passage libre 2m
- La hauteur de la course 65.75m
- L' épaisseur de la dalle qui supporte l' ascenseur $h_0 = 25cm$
- Le poids mort total est $P_m = \sum M_i = 2342.5 kg$
- Le contre poids $p_p = p_m + \frac{Q}{2} = 2342.5$

➤ **CLACUL DE la charge de rupture**

Selon (NFP-82_202) la valeur minimale du coefficient de la sécurité C_s est 10 et le rapport D/d

D ;dimaètre de la poulie et d ; diaméte du cable)est d'au moin de 40 qu' elle que soit le nombre de tirons

$$D/d = 45 \quad D = 550mm \quad d = 12.22mm$$

$$C_r = C_s \cdot M \dots\dots\dots 1$$

C_s ;coefficient de sécurité du cable

C_r ;QUOTIENT de la charge de la rupture nominale de la nappe du cable

M :charge statique nominale portée par la nappe

$$M = Q + P_m = P_g \dots\dots\dots 2$$

M_g ; poids du cable

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g < Q + P_m$) $M = Q + P$

$$C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P) = 12 \times (675 + 2342.5) = 3610Kg$$

C'est la charge de rupture effective ,elle doit être divisée par le coefficient de cable (0.85)

$$C_r = 36210 / 0.85 = 42600Kg$$

La charge de rupture pour n cable est $C_r = C_r \times (1 \text{ cable}) \times m \times n$

Avec m ;type de moulage

n nombre des cable

$d=12.22\text{mm}$ et $m= 3 \text{ Cr}(1\text{cable})=8152\text{kg}$

$$n=\text{Cr}/\text{Cr}(1) \times m = 1.74$$

le poids des cables (Mg)

$$Mg=m \times n \times L = 0.512 \times 2 \times 67.80 = 69,43\text{Kg}$$

$$M=Q+Pm+Mg=675+2342.5+69.43= 3086.93\text{kg}$$

➤ Vérification de Cr

$$\text{Cr}=\text{Cr} \times 1\text{CABLE} \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0.85 = 41575.2\text{Kg}$$

$$\text{Cr}=\text{Cs} \times M$$

$$\text{Cs}=\text{Cr} / M = 41575.2/3086.93=13.46 > 12 \text{ condition verive}$$

➤ Clacul de la charge permanente total G

$$G=Pm+ Pp+ Ptreilli +Mg$$

Le poids de (treuil +le moteure) Ptreuil =1200Kg

$$\text{La charge parmanente total } G=2342.5+2680 +1200+ 69.43=6291.93\text{Kg}$$

La surcharge $Q=675\text{kg}$

$$Q_u=1.35+1.5G=9506.61\text{Kg}$$

Vérification de la dalle machine au poinçonnement

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée l'un de appuis de moteur (supposé appuyer sur 4cotes)

La charge totale EUL $q_u = 9506.61\text{Kg}$

Chaque appui recoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

q_0 la charge appliquee sur chaque appui

Selon bael 91 revisée 99 la condition de non poinçonnement a verifiée est

$$q_0 = \frac{q_u}{4}=2376.65\text{Kg}$$

$$q_0 < 0.045\mu c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

h_0 Epaisseur totale de dalle

μ : périmètre de contour au niveau de feuillt moyen

la charge concentrée q_0 est appliquée sur un carree (10.10)

$$\mu = 2(U+V) ; h = 25 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$\mu = 2 \times (35 + 35) = 140 \text{ cm}$$

$$0.045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 2650 \text{ kg} > q_0 = 2364.75 \text{ Kg} \quad \text{Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement}$$

3.6 POUTRE PALIERE

3.6.1 Introduction

La poutre palier est une poutre doublement encastree, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre "pp".
- poids du mur extérieur pm.
- La réaction de la volée.

3.6.2 Calcul de la poutre palière

- **Evaluation des charges :**

- **poids propre**

$$P_{poutre} = (0.30 \times 0.30) \times 25000 = 2250 \frac{N}{ml}$$

- **Poids du palier**

$$P_{palier} = 5350 \text{ N/ml}$$

- **Poids du la pailleasse**

$$P_{pailleasse} = 8710 \text{ N/ml}$$

- **pois de mur extérieure**

$$P_{mur} = 2810 \text{ N/ml}$$

- Réaction d'escalier ou niveau du palier L:

$$T = \frac{(P \times L)}{2}$$

➤ Calcul de la poutre a la flexion

- Les charges permanentes :

$$G = P_{\text{palier}} + P_{\text{paillasse}} + P_{\text{poutre}} + P_{\text{mur}} = 19120 \text{ N/ml}$$

- La surcharge : $q = 2500 \times 0.30 = 750 \text{ N / ml}$.

➤ Combinaison d'action :

✚ ELU

$$P_U = (1.35G + 1.50Q)$$

✚ ELS

$$P_U = (G + Q)$$

$$M_t = 0.85M_0 \quad M_a = 0.3M_0 \quad M_0 = \frac{(P \times L^2)}{8} \quad M_t = \frac{(P \times L)}{2}$$

	P	M_0	M_a	M_t	T
EUL	26937	36667	11000	31166	44446
ELS	19870	27048	8144	22990	32785.5

➤ Calcul de ferrailage

✚ ELU

$d=27\text{cm}$ $b=30\text{cm}$ $h=30\text{cm}$ $L=3.30\text{ m}$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad A = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \alpha = 1.25 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad \beta = 1 - 0.4 \alpha$$

➤ Les armatures longitudinale

	M_u	μ	μ	α	β	A
APPUI	11000	0.035	0.392	0.28	0.88	1.31
TRABEE	31166	0.100	0.392	0.35	0.86	3.85

la fissuration est peut nuisible donc il n'y a aucune vérification concernant

➤ **Condition de non fragilité (art A.4.2)**

$$A^{BEAL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e}$$

$$A^{BEAL} \geq 0.97cm^2$$

➤ **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4)**

$$A_{min}^{RPA} = 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.9cm^2$$

RPA99/version 2003

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de

la poutre :

d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b = 4.5cm^2$$

	Aca	A^{BEAL}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{RPA}	Amax	Choix
Travée	3.85	0.97	0.9	4.5	4.5	3HA14
Appuis	1.31	0.97	0.9	4.5	4.5	3HA14

ELS

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc

la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

suivante est vérifiée $\alpha \leq \alpha^- = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100}$ $\gamma = \frac{Mu}{Mser}$

Elements	α	Mu	$Mser$	γ	α^-	Ccondition
Travée	0.35	31166	22990	1.35	0.425	Vérife
Appuis	0.28	11000	8144	1.35	0.425	Verife

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement BAEL91 (art A.5.1)**

$$\tau_U = \frac{Tu}{bd} = 0.40MPa$$

La fissuration est peu nuisible : $\tau_U = \min (0,13f, 5 MPa) = 3,25MPa > 0.40$ CONDITION VERIV

➤ **vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$L = 3.3m$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad 0.09 \geq 0.06 CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{0.85 Mt}{10M_0} \quad 0.09 \geq 0.085 CV$$

$$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \quad 0.0105 \geq 0.007 CV$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Armatures transversales**

$$\text{Choix de } \emptyset_T \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \emptyset_L ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\emptyset_T = 8mm FeE235$$

➤ **Espacement**

$$\text{D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): } St \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 36.45 \text{ cm}$$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$St \leq \min (h / 4, 12 \min \varnothing, 30 \text{ cm}) = 7.5 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone nodal}$$

$$St' \leq h/2 = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone courante}$$

On prend: $St \leq \min (St \text{ BAEL}, St \text{ RPA})$

- Dans la Zone nodale : $St = 7 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $St = 10 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 60 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale)

➤ **La section de ferrailage transversal**

'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_T \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \quad A_t = 0.3 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 99

$$A_t \geq 0.003 S_t b = A_t = 0.63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0.003 S_t b = A_t = 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ En dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend

4HA6 AVEC $A_t = 1.13 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

4HA6 AVEC $A_t = 1.13 \text{ cm}^2$ dans dehors de la zone nodale

➤ **Calcul de la poutre a la torsion :**

La torsion de la poutre paliere est provoquée par la flexion de la paillasse.

$$M_{tor} = M_a \text{ (Escalier).}$$

$$M_{tour} = M_{app} \times \frac{L}{2} = 13.43 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment de torsion maximale.**

• **Vérification du béton :**

- Contrainte tangente due à l'effort tranchant : **BAEL (art A.5.4.21)**

$$T_{uv} = \frac{M_{tor}}{2b_0\Omega} \quad M_{appuis} = M_{tour} \quad b_0 = e = \frac{b}{6} = 5$$

Ω ; Aire du contour à mi – épaisseur

$$\Omega = (h - e)(b - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$$T_{uv} = 0.02 \text{ MPa} < 2.5 \text{ CONDITON VERIFE}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$Al = \frac{UM_{tor}}{2\sigma_s\Omega} \quad U = 2((h - e) + (b - e)) = 100 \text{ cm} \quad Al = \frac{100 \times 11000}{2 \times 625 \times \left(\frac{400}{1.5}\right)}$$

$$Al = 3.3 \text{ cm}^2$$

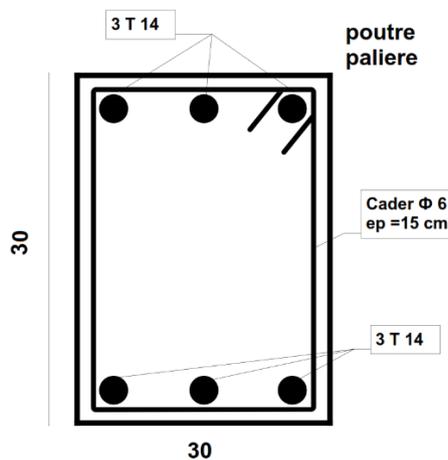
	FLEXION	TORSION	At	Amin	Aadp	choix
APPUIS	4.5	$\frac{3.3}{2} = 1.65$	1.13	4.5	4.5	3HA14
TRAVE	4.5	$\frac{3.3}{2} = 1.65$	1.13	4.5	4.5	3HA14

➤ **Armatures transversales**

$$\frac{Mt}{2\sigma_s\Omega} = \frac{At}{St} = 22990/2 \times 62500 \times 348 = 0.005 \text{ cm}^2$$

On prend un espacement de 15cm Soit : 3Ø6

Ferrailage :



3.7 L'ACROTÈRE

3.7.1 Introduction

c'est un mur périphérique qu'on réalisera en béton armé encastrée dans la poutre de rive du plancher terrasse pour la protection des ouvriers de maintenance ou contre les eaux pluviales, est soumis aux variations de température

3.7.2 Mode de travail:

L'acrotère est calculé comme une console encadrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.

Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".

3.7.3 Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m de largeur.

➤ . Surface

$$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$$

➤ Les charges

• Les Charges permanentes

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire $G1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$

$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 20 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Le poids propre $G = G1 + G2 = 1.713 + 0.12 = 1.833 \text{ KN/ml}$

• Les Surcharges d'exploitation

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontal solliciter l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m . D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ Tel que :}$$

A : coefficient d'accélération obtenue dans le tableau 4.1 groupe d'usage [2] se trouve dans la zone sismique II $a = 0.15$

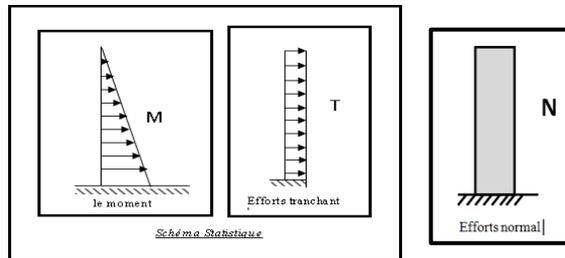
C_p : facteur de force horizontale donné par le **tableau 6.1 de L' RPA99**: $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 183 \text{ dan/ml.}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \cdot 0.15 \cdot 0.8 \cdot 183 = 87.84 \text{ Kg}$$

$$87.84 \text{ Kg/ml} < 100 \text{ Kg/ml.}$$



section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ dan.m}$$

$$N = G = 183 \text{ dan/ml}$$

$$T = Q = 100 \text{ dan/ml}$$

➤ **Combinaison d'action**

✚ **E.L.U**

$$(1.35G + 1.5Q)$$

$N_u = 1 \times N_g = 183 \text{ dan/ml}$; On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 60 = 90 \text{ dan.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 100 = 150 \text{ dan/ml}$$

✚ **E.L.S**

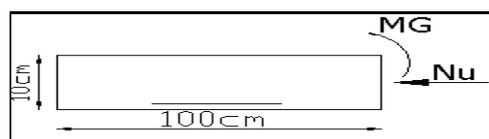
(G+Q)

$$N^{\text{ser}} = N_g = 183 \text{ dan/ml} ;$$

$$M^{\text{ser}} = M = 60 \text{ dan.m}$$

3.7.4 Calcul de ferrailage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$.



Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur

$h=10$ cm.

➤ **.Diamètre des barres : BAEL (art A.7.2.1)**

Les diamètres employés sont : $\phi_L \leq \frac{h}{10}$ $\phi_L \leq 10mm$

$$\phi_L = 8mm \text{ et en prend } \phi_t = 6mm \leq \phi_L$$

➤ **Protection des armatures**

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures ; soit

$c=3cm$ à partir de l'axe de l'armature

➤ **Armatures Longitudinales :**

✚ **E.L.U**

➤ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{90}{183} = 0.49m \quad \frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05m \quad e_G = 0.49m > \frac{h}{2}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'efforts normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquence sera calculé en flexion simple soumise à un moment M_I égale au moment par rapport aux armatures tendues.

$$M = M_U + N_U \left[\frac{h}{2} - C \right] = 90 + 183 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 93.66 \text{ daN} \cdot m$$

$$\mu = \frac{Ml}{\sigma_s b d^2} = \frac{936.6}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0135 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.0017 \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) \quad A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

M_I (N.m)	μ	α	β	A^u (cm ²)	A (cm ²)
				1	
936.6	0.0135	0.017	0.993	0.387	0.334

Détermination de la section des armatures à la flexion composée

N est un effort de compression

$$A=A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \quad A'=A_1 = 0 \quad A^U = 0.387 - \frac{1830}{100 \times 348} = 0.334 \text{ cm}^2$$

E.L.S

➤ **Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{183.3} = 0.33 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

➤ **Calcul de la section à la flexion simple**

$$M_{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 60 + 183.3 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 63.67 \text{ dan, m}$$

$$\mu = \frac{Ml}{\sigma_s b d^2} = \frac{636.7}{201.63 \times 100 \times 7^2} = 0.00064$$

$$\mu_1 = 0.00064 \quad \beta_1 = 0.956 \quad ; \quad k = 0.0095 \quad \text{TABLEAU 7 (S .R.F.S.S.A.C)}$$

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.0095 \times 201.63 = 1.92$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad A' = 0$$

$$A_{1ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{636.67}{0.956 \times 7 \times 201.63} = 0.47 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la section à la flexion composée**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \times \sigma_s} = 0.47 - \frac{1833}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition De Non Fragilité : BAEL91 (A.4.2.1)**

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.84$$

$$A_{min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{min}) = 0.334; 0.38; 0.84)$$

$$A = A^{min} = 0.84 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } A^l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal d'armature longitudinale : BAEL(B.5.3.1)**

$$A_L \geq 0.0025 \cdot b \cdot h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)**

$$\tau = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{1500}{100 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable

$$\tau_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.50 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Armatures De Répartition : BAEL91 (A.8.2.41)**

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^l = 2.5 = (0.625; 1.25)$$

$$\text{On adopte : } A^r = 3 \text{ } \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement Des Armatures BAEL91 (A.8.2, 42)**

$$SL \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 33) \text{ cm.}$$

$$A^l = 5 \text{ } \emptyset 8 \rightarrow St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A^r = 3 \text{ } \emptyset 6 \rightarrow St = 33 \text{ cm}$$

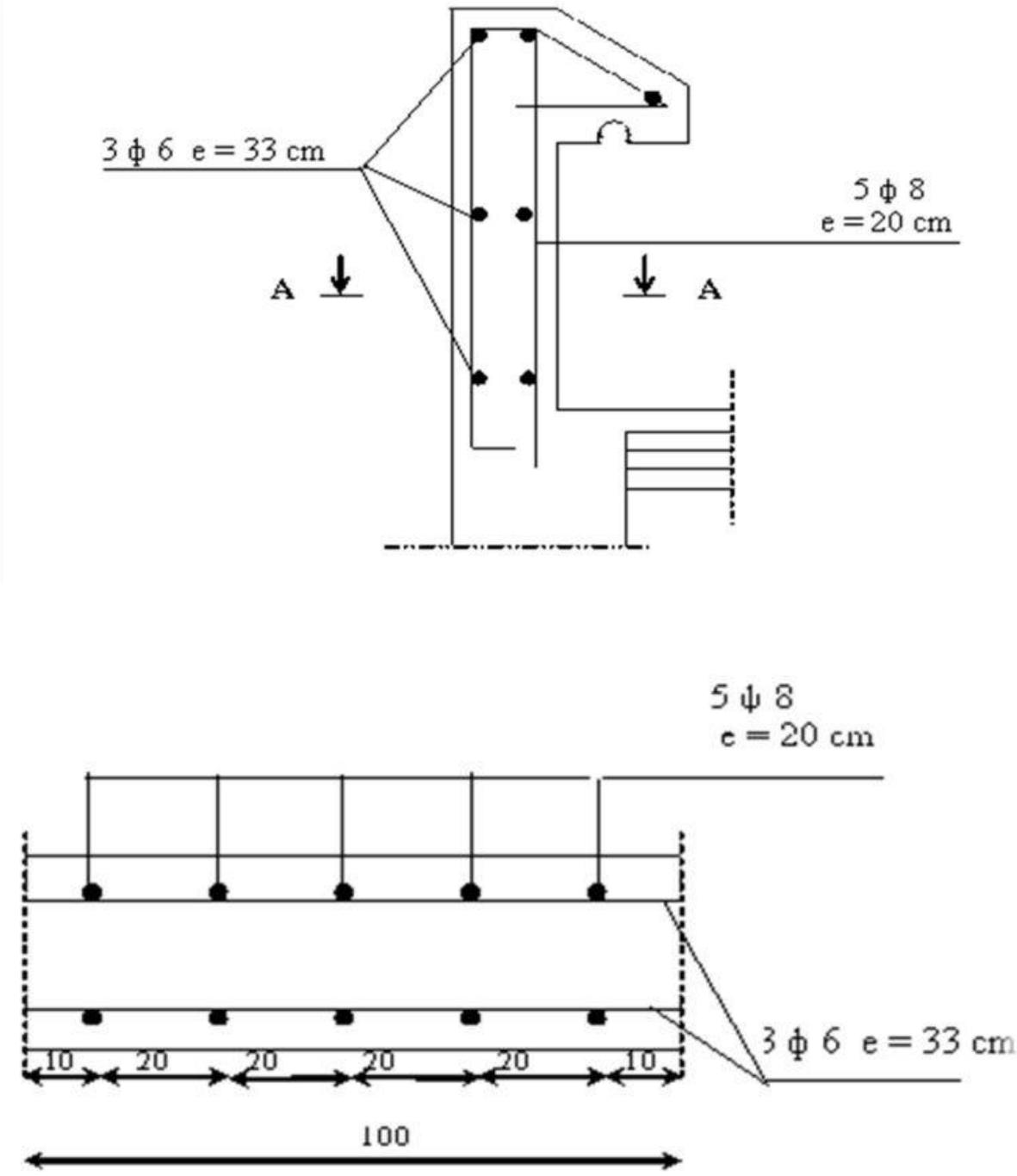


Figure 12: ferrailage d'acrotère

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

4.1 INTRODUCTION

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus au moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période la structure et de la nature du sol, ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

4.2 DESCRIPTION DU LOGICIEL ROBOT VERSION 2015

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Robot permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de

Dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

La dernière étape générée par Robot est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée

4.3 BUT DE L'ETUDE

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour per mettre l'analyse.

4.4 METHODE DE CALCUL : RPA99 (ART. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- Par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.5 CLASSIFICATION DU SITE

D'après l'article 3.3 (RPA99 version 2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent : -

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme)
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble) }

Notre structure se situe dans un site ferme (S2).

4.6 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

Le principe de cette méthode consiste à rechercher pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structures représentées par un spectre de réponse de clacul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.7 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructive garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante .
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousse sismiques majeures

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

4.8 NOMBRE DE MODES A CONSIDERER

D'après le RPA99 version 2003 (**article4.3.4-a**) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux direction orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au

moins de la masse totale de la structure.

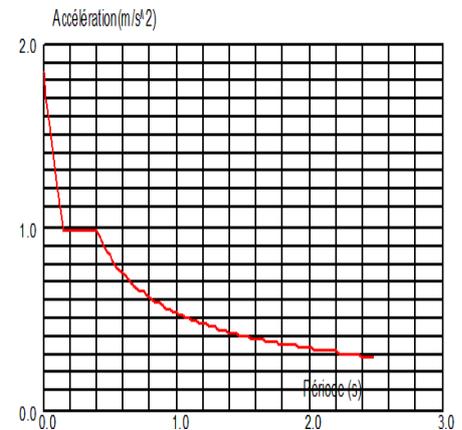
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure
- Le minimum des modes à retenir est trois dans chacune des directions considérées.

4.9 SYSTEME DE CONTREVENTEMENT MIXTE

Notre structure est contreventée par voiles et poteaux

.Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3

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



A: coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2} + \xi} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique RPA99 (tableau 4.2)

R : Coefficient de comportement de la structure RPA99 (tableau 4.3)

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site RPA(tableau 4.7)

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4).

Alors dans notre cas : (tableau 4.2)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.88$$

4.10 REPRESENTATIONS DES RESULTATS ET L'ANALYSE DE LA METHODE MODALE

spectrale : Analyse de la structure

- Première variante : d'après l'analyse automatique du robot, on trouve les résultats suivant

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
3/ 1	1,32	0,76
3/ 2	1,40	0,72
3/ 3	1,40	0,72
3/ 4	1,88	0,53
3/ 5	2,53	0,39
3/ 6	4,12	0,24
3/ 7	5,51	0,18
3/ 8	6,34	0,16
3/ 9	7,18	0,14
3/ 10	8,39	0,12

- Deuxième variante

Donc on propose une autre fois la variation du disposition des voiles

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,38	0,73	64,16	9,02	0,00	64,16	9,02	0,00	2399491,66	2399491,66	2399491,66
3/ 2	1,84	0,54	73,46	70,20	0,00	9,31	61,18	0,00	2399491,66	2399491,66	2399491,66
3/ 3	2,29	0,44	73,49	70,49	0,00	0,03	0,29	0,00	2399491,66	2399491,66	2399491,66
3/ 4	5,04	0,20	87,47	71,82	0,01	13,98	1,32	0,00	2399491,66	2399491,66	2399491,66
3/ 5	7,29	0,14	89,13	88,20	0,01	1,67	16,38	0,00	2399491,66	2399491,66	2399491,66
3/ 6	9,34	0,11	89,13	88,32	0,07	0,00	0,12	0,06	2399491,66	2399491,66	2399491,66
3/ 7	10,55	0,09	94,29	88,78	0,07	5,16	0,46	0,00	2399491,66	2399491,66	2399491,66
3/ 8	12,14	0,08	94,29	88,78	45,47	0,00	0,00	45,40	2399491,66	2399491,66	2399491,66
3/ 9	14,10	0,07	94,30	88,85	47,18	0,00	0,07	1,71	2399491,66	2399491,66	2399491,66
3/ 10	14,92	0,07	94,30	88,88	61,98	0,00	0,03	14,80	2399491,66	2399491,66	2399491,66

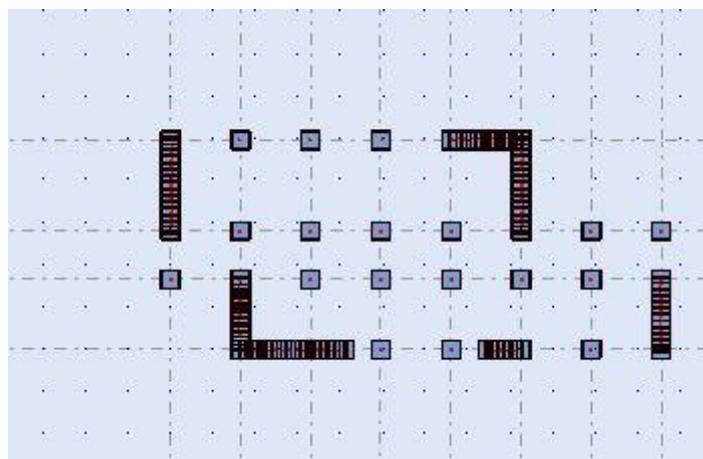


Fig1. Variante des voiles

➤ **troisième variante**

en change de la section de poteaux (60 ×65)

Fréquence [Hz]	Période [sec]	masses Cumulées UX [%]	masses Cumulées UY [%]	masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]
2,27	0,44	66,20	8,19	0,00	66,20
3,03	0,33	74,70	72,13	0,00	8,50
4,07	0,25	74,72	72,18	0,01	0,03
8,37	0,12	89,35	73,29	0,01	14,63
11,98	0,08	90,68	90,18	0,01	1,32
16,42	0,06	90,68	90,24	0,12	0,00
17,52	0,06	95,72	90,58	0,12	5,04
21,38	0,05	95,72	90,59	47,12	0,00
23,52	0,04	95,72	90,62	47,38	0,00
25,56	0,04	95,96	94,11	47,73	0,24

➤ **Vérification de poteaux**

$$V \frac{Nd}{Br - FC28} \leq 0.3$$

$$\frac{0.092}{0.5 \times 0.6 \times 25} = 0.01 \leq 0.3 \text{ CONDITION Vérifiée}$$

➤ **L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:**

La période fondamentale TX (dyn)= 0.44

La période fondamentale TY (dyn)= 0.33

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de Tdyn calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_e = 0,05 \times (31.62^{3/4}) = 0.66 \text{tec}$. estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{23.1}} = 0.59$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{11.94}} = 0.82$$

On a : $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0.66 = 0.86 > T_y \text{ (dyn) } 0.33$ = la condition est vérifiée.

$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0.59 = 0.77 > T_x \text{ (dyn) } 0.44$ la condition est vérifiée.

➤ **Distribution horizontale des forces sismiques**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_i^n = k F_i$$

$$V_k \rightarrow F$$

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY [T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles T
628.98	363.28	664.81	339.28	-18740.38	-3121.78

Tab4 l'efforts réduits sur les poteaux et les voiles

$$\frac{F_{xpoteaux}}{f_x total} = \frac{363.28}{628.98} = 57\% \geq 25\%$$

$$\frac{F_{ypoteaux}}{f_y total} = \frac{339.28}{664.81} = 51\% \geq 25\%$$

$$\frac{FZ_{voile}}{f total} = \frac{-3121.78}{-18740.38} = 16.65\% < 20\%$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a)

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques

Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

Notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles).

4.11 CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE

➤ **Méthode statique équivalente**

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 sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,8 v$, il faudra augmenter tous les paramètres de la

réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments) dans le rapport

0,8v/vt (**RPA 99, version 2003.4.3.6**).

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux selon la formule.

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Notation :

V : effort tranchant à la base.

A : coefficient d'accélération de zone donne par le **RPA (TAB.4.1).ARTICL 4.2.3**

ZONE II, groupe 2 A=0.15

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

$$D) \left\{ \begin{array}{ll} ((2.5\eta)) & 0 \leq T \leq T1 \\ 2.5\eta \left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta \left(\frac{T2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0S \end{array} \right\}$$

T2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par

le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site S2) : T2(S2) = 0.4sec T1=0.15

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.8$$

$\Xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du

type de structure et de l'importance des remplissages **structure T.A.B.4.2. R.P.A 99**

$\xi = 7\%$

4.11.1 Estimation de la période fondamentale de la structure

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur

obtenue par les formules **4-6 et 4-7 du RPA99, version2003**

$$T = \min \left[c_T h^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09H}{\sqrt{L}} \right]$$

hN: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux

(N). HN= 30.74m

CT : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée

par **le tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31** CT = 0,050

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA=> CT = 0.05

$$T_e = 0,05 \times (30.74^{3/4}) = 0.65 \text{tec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{23.1}} = 0.59$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{11.94}} = 0.82$$

Sens longitudinal $T_x = 0.59$ ($T_2 \leq T_x \leq 3,0$)

Sens transversal $T_y = 0.65$ ($T_2 \leq T_y \leq 3,0$)

il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$D = X \left\{ 2.5 \times 0.8 \left(\frac{0.4}{0.59} \right)^{\frac{2}{3}} \right\} = 1.54$$

$$D = Y \left\{ 2.5 \times 0.8 \left(\frac{0.4}{0.65} \right)^{\frac{2}{3}} \right\} = 1.44$$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)

Contreventement mixte R = 5

Q : facteur de qualité, A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : Q = 1.2

W : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus 20% des charges d'exploitation (R.P.A 99) ; W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes ; W_{Qi} : la charge d'exploitation

β Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$, Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc : $W = \sum W_i = 3436308.444 \text{Kg} = 3436.30 \text{T}$

V dynamique

	ΣF_X	ΣF_Y
EX	4474.3	2016.74
EY	1983.63	4789.98

$$V_x \text{ dynamique} = \sqrt{(F_X)^2 + (F_Y)^2}$$

$$V_Y \text{ dynamique} = \sqrt{(F_X)^2 + (F_Y)^2}$$

sens	A	D	R	Q	W	VDY	VST	0.8VST
Longitudinale (XX)	0.15	1.54	5	1.2	3436.30	490.7	190.5	152.4
Transversale (YY)	0.15	1.44	5	1.2	3436.30	518.4	178.13	142.5

Donc : $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) **CONDITION VERIVE**

4.11.2 Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5.RPA99_V2003)

$$V = Ft + \Sigma Fi$$

Ft : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$Ft = 0.07 \cdot T \cdot V \quad \text{si } T \geq 0.7 \text{ sec}$$

$$Ft = 0 \quad \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec}$$

Les forces Fi sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante

$$Fi = \frac{(V - Ft) Wi Hi}{\Sigma (Wj \cdot Hj)}$$

Fi : effort horizontal revenant au niveau i

hi : niveau du plancher où s'exerce la force i

hj : niveau d'un plancher quelconque.

Wi ; Wj : poids revenant au plancher i; j

SENS X

	Wi	hi	(VX - Ft)	WiHi	FI	V
RDC	662	4.08	490.7	2699.	13	491
2	560	7.14	490.7	3998	19	478
3	560	10.20	490.7	5712	28	459
4	560	13.26	490.7	7426	36	431
5	560	16.32	490.7	9139	44	395
6	560	19.38	490.7	10853	53	351
7	560	22.44	490.7	12566	61	298
8	560	25.50	490.7	14280	69	237
9	560	28.56	490.7	15993	78	168
10	584	31.62	490.7	18466	90	90

101132		
--------	--	--

SENS Y

	Wi	hi	(VY - Ft)	WiHi	FI	V
RDC	662	4.08	518.4	2699	13	517
2	560	7.14	518.4	3998	20	504
3	560	10.20	518.4	5712	29	484
4	560	13.26	518.4	7426	38	455
5	560	16.32	518.4	9139	47	417
6	560	19.38	518.4	10853	56	370
7	560	22.44	518.4	12566	64	314
8	560	25.50	518.4	14280	73	250
9	560	28.56	518.4	15993	82	177
10	584	31.62	518.4	18466	95	95
				101132		

➤ **Vérification des déplacements**

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 au moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal a chaque niveau (K) de la structure est calculée comme suite :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \text{ (RPA 99 :4-19)}$$

δ_{eK} : déplacement du aux forces sismiques Fi

R : coefficient de comportement.= 5

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale a :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ (RPA99 :4-20).}$$

'**article 5.10 du RPA99/version2003 :**

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta K \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : h_e : étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta K \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : iplacement admissible (égale à $(1\% h_e = 0,01 h_e)$).

	Sekx cm	sk Δx cm	Seky cm	Δy cm
RDC	0.5	0.5	0.5	0.5
2	1.5	1	1	0.5
3	3	1.5	1.5	0.5
4	4.5	1.5	2.5	1
5	5.5	1	3	0.5
6	7	1.5	4	1
7	8.5	1.5	5.5	1.5
8	9.5	1	6	0.5
9	10.5	1	6.5	0.5
10	11.5	1	7.5	1

Tableau 7 : Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens x et y

Donc : $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\% (h) = 1\% (3,06) = 0,0306m = 3.06cm / 1\% (4.08) = 4.08cm$

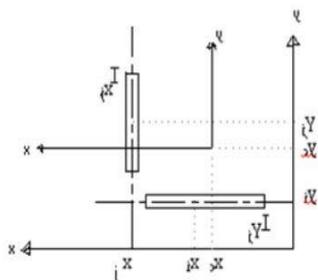
Les déplacements relatifs ΔK sont vérifiés.

➤ **Caractéristique géométrique et massique de la structure**

• **Centre de gravité des masses**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ... etc.)

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :



$$XG = \frac{\sum Mi \cdot Xi}{\sum Mi}$$

$$YG = \frac{\sum Mi \cdot Yi}{\sum Mi}$$

Mi : Masse de l'élément considéré.

Xi : Cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport au repère (ox).

Yi : cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport l'axe (oy).

➤ **Centre de gravité des rigidités : (par logicielle ROBOT)**

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment.

Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux. La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes

		POSITION DE gra	CENTRE DE MASSE	POSITION DE	CENTR DE TORSION
	W	XG	YG	XCR	YCR
RDC	396.84	11.02	4.32	9.89	4.60
1	336.1	10.99	4.75	9.88	4.98
2	336.1	0.99	4.75	9.88	4.98
3	336.1	0.99	4.75	9.88	4.98
4	336.1	0.99	4.75	9.88	4.98
5	336.1	0.99	4.75	9.88	4.98
6	336.1	0.99	4.75	9.88	4.98
7	336.1	0.99	4.75	9.88	4.98
8	336.1	0.99	4.75	9.88	4.98
9	350.28	0.98	4.74	9.88	5.98

Tableau 8 : Tap6 Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité

➤ **L'excentricité**

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivant (théorique) : c'est celle calculée précédemment

$$e_x = X_{cm} - X_{cr} \quad e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003

Le RPA99/version2003 (art 4.3.7) préconise quand il est procédé à une analyse tridimensionnelle, de prendre en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 5\% L$.

L : la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau considéré

➤ **L'excentricité accidentelle**

Fixée par le RPA 99 à : $\pm 5\% L$.

L'excentricité exigée par le RPA 99V2003 (art4.2.7) est de 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_{ax} = 0.05 L_x \quad \text{avec : } L_x = 23.1 \text{ m} \quad e_{x0} = 0.99 \text{ m}$$

$$e_{ay} = 0.05 L_y \quad \text{avec : } L_y = 11.94 \text{ m} \quad e_{y0} = 0.26 \text{ m}$$

➤ **L'excentricité à prendre dans le calcul**

$$e_x = 1.16 \text{ m} \quad e_y = 0.59 \text{ m}$$

➤ **Justification de l'effort P-Δ : : RPA99-v2003 (Art:5.9)**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un

Nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{PK \times \Delta K}{VK \times hK} \leq 0.1$$

Pk: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de

$$\text{niveau k} \quad Pk = \sum (WG_j + \beta W_{qi}) =$$

Δk : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k. i

k : Hauteur de l'étage k

SENS X

	WT T	PK	Dm	VX T	H m	θ
10	350.28	350.	0.01	90	3.06	0.01
9	336.1	686	0.01	168	3.06	0.01
8	336.1	1022	0.01	237	3.06	0.01
7	336.1	1359	0.015	298	3.06	0.02
6	336.1	1695	0.015	351	3.06	0.02
5	336.1	2031	0.01	395	3.06	0.01
4	336.1	2367	0.015	431	3.06	0.03
3	336.1	2703	0.015	459	3.06	0.03
2	336.1	3039	0.01	478	3.06	0.02
RDC	396.84	3832	0.005	491	4.08	0.01

Tableau 9 : Vérification a L'effet (P- Δ < Sens x>

SENS X CONDITION vérifie

SENS Y

	WT T	PK	DK m	Vy T	H m	θ
10	350.28	350	0.01	95	3.06	0.01
9	336.1	686	0.005	177	3.06	0.01
8	336.1	1022	0.005	250	3.06	0.01
7	336.1	1359	0.015	314	3.06	0.02
6	336.1	1695	0.01	370	3.06	0.01
5	336.1	2031	0.005	417	3.06	0.01
4	336.1	2367	0.01	455	3.06	0.02
3	336.1	2703	0.005	484	3.06	0.01
2	336.1	3039	0.005	504	3.06	0.01
RDC	396.84	3832	0.005	517	4.08	0.01

Tableau 10 : Vérification a L'effet (P-) y

SENS Y CONDITION vérifie

➤ **Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation

$$\frac{MS}{MR} \geq 1.5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales. $M_r = \sum F_i \times h_i$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales. $M_s = W \times \frac{L}{2}$

W : le poids total de la structure

SENS X

$M_s = 39689.26$

$M_R = 10896.7$ $3.64 = \frac{M_s}{M_R} \geq 1.5$

Condition vérifiée

Sens y

$M_s = 20514.7$ $M_r = 11498.7$ $1.78 = \frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

CONDITION Vérifiée

4.12 CONCLUSION

Après plusieurs simulations, nous avons opté pour une variante pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants. Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2015 seront utilisés pour Calculer les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul Des éléments principaux).

4.13 ETUDE AU VENT

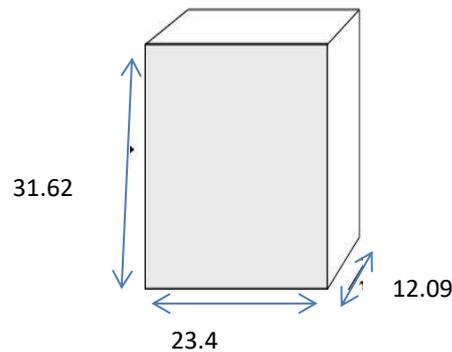
➤ Introduction

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposée horizontale, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

Application des R N V 99

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.



➤ **L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes**

détermination de coefficient dynamique C_d

le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de C_d : Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque pour

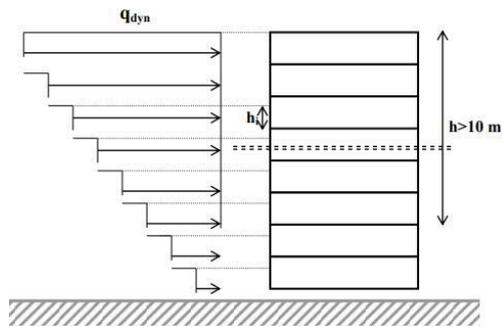
Sens x: $h= 31.62\text{m}$; $b= 23.40 \text{ m}$. Après l'interpolation : $C_d =0.93$

Sens y: $h= 31.62\text{m}$; $b= 12.09\text{m}$. Après l'interpolation : $C_d =0.95$

C_d dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

➤ **détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}**

:Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à l'article 3.1.1 des RNV99. La procédure qui nous convient pour notre cas est : - les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec « n » étant le nombre de niveaux de la construction.



La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la **formule (2.12 RNV99)**

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$.

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : est donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone de vent.

Zone I $\rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

C_e : Coefficient d'exposition au vent. peut être calculée par la formule :

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times [1 + (7 \times K_T) / (C_T(Z_{eq}) \times C_r(Z_{eq}))]$$

C_T : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent.

Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 RNV99).

Site plat $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$.

$C_r = K_T \times \ln(Z_j/Z_0)$ pour $Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$. $K_T = 0,24$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée

D'après le tableau (2.4 RNV99) on a : $K_T = 0,24$.

$Z_0 = 1 \text{ m.}$

$Z_{\text{min}} = 16 \text{ m.}$

Zj (m)	Kt	Z0	Zmin	Cr	Ct	Ce	Qref	Qdyn N/m ²
4.08	0,24	1	16	0.34	1	0.68	375	255
7.14	0,24	1	16	0.47	1	1.01	375	379
10.20	0,24	1	16	0.56	1	1.25	375	469
13.26	0,24	1	16	0.62	1	1.43	375	536
16.32	0,24	1	16	0.67	1	1.57	375	589
19.38	0,24	1	16	0.71	1	1.69	375	634
22.4	0,24	1	16	0.74	1	1.79	375	671
25.5	0,24	1	16	0.78	1	1.91	375	716
28.56	0,24	1	16	0.80	1	1.98	375	743
31.62	0,24	1	16	0.82	1	2.05	375	769

Tableau 11 : détermination de la pression dynamique

➤ **Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe**

Les coefficients de pression externe Cpe des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

AA'		BB'		D		E	
Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Cpe: Pour les parois verticales du bâtiment à base rectangulaire.

Toiture plate : Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°.

Il convient à la toiture comme l'indique la figure 5.2 du RNV99 page 65.

$$e = \text{Min} (b , 2h)$$

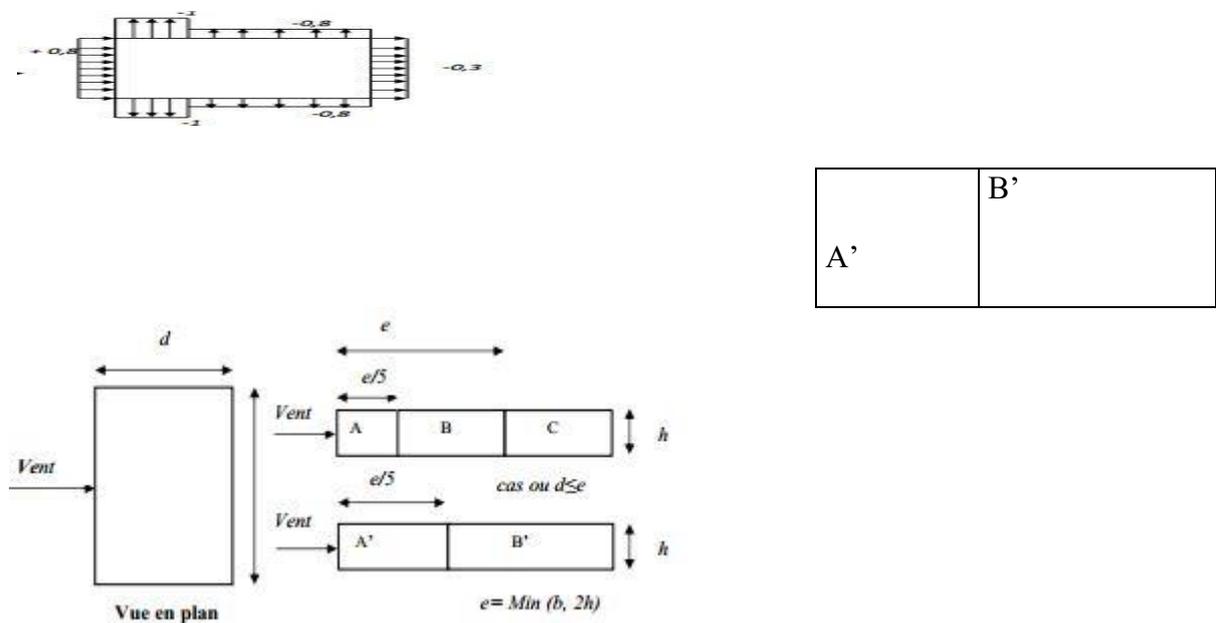
b : Dimension du coté perpendiculaire au vent

- **Parois verticales**

On a $d=12.09 \text{ m}$; $b = 23.4\text{m}$ $H= 31.62\text{m}$

$$e = 23.4 \text{ m.}$$

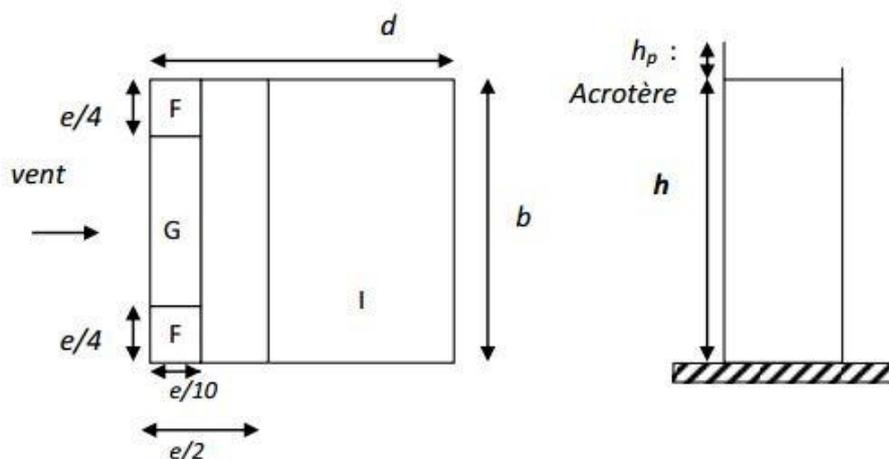
Les zones de pression et les valeurs des coefficients correspondant à ces zones sont montrés sur la figure suivante :



- **Toiture plate On à :**

- $h = 31.62 \text{ m}$; $e = 23.4 \text{ m}$. $b=23.4\text{m}$

On détermine la pression extérieure des toitures plates du tableau 5.2 p 66(RNV99)



	F		G		H		I	
	Cpe 10	Cpe 1						
Hp/H=0.019	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	

Toiture plate	-1.6	-0.7	±0.2
	5.8		
	-1.1		
	20.02		
Toiture plate	-1.6	11.7	9.36
	5.8		
	2.34		

Avec : Cpe = Cpe 10 ; S ≥ 10 m²

Résumé : Tableau 5.2 (66) toiture plate ≤ (4 %).

➤ **Répartition des coefficients de pression**

• **Détermination de la pression due au vent**

La pression due au vent q_j , qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(Z_j).$$

C_d : Coefficient dynamique de la construction.

W : Pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j $W(Z_i)$ est donnée à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}).$$

$$D'où : q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_p).$$

➤ **Calcul des forces de frottement**

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du Vent.

Les constructions pour lesquelles le rapport $d/b \geq 3$, et le rapport $d/h \geq 3$. Dans notre cas, cette condition n'est pas vérifiée, alors on peut négliger les effets des forces de frottement.

La force résultante R , se décompose en deux forces :

Une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales,

Agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces

Appliquées au niveau de l'acrotère.

Une force de soulèvement F_u

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum(q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

Z_j (m)	Zone	$s(x,x)$	$s(y,y)$	Q_{dyn}	$q_j(x)$	$q_j(y)$	$R(x)N$	$R(y)N$
2.04	-1.1	94.34	48.71	255	-426.87	-436.05	-43372	-21130
5.1	-1.1	70.68	36.53	379	-634.44	-648.09	-44574	-23536

8.16	-1.1	70.68	36.53	469	-567	-490.10	-39744	-17732
11.22	-1.1	70.68	36.53	536	-897.26	-661.9	-46404	-23983
14.28	-1.1	70.68	36.53	589	-985.98	-727.4	-69272	-26356
17.34	-1.1	70.68	36.53	634	-648.5	-662.53	-45387	-23970
20.4	-1.1	70.68	36.53	671	-1123	-1147.4	-78899	-40778
23.46	-1.1	70.68	36.53	716	-686.43	-748.22	-48010	-27087
26.52	-1.1	70.68	36.53	743	-760.0	-776.43	-53210	-28090
29.58	-1.1	70.68	36.53	769	-786.68	-803.6	-55059	-29074

CHAPITRE V

ETUDE DES ELEMENTS

STRUCTURAUX

INTRODUCTION

Les critères de sécurité de la structure vis-à-vis de l'action sismique qui englobent la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme doivent être satisfait simultanément.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 version 2003 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

5.1 COMBINAISONS DES CHARGES

Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q

- $1,35 G + 1,5 Q$ à l'E.L.U
- $G + Q$ à l'E.L.S

Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E .

- $G + Q \mp E$ (1)
- $0,8 G \mp E$ (2)

5.1.1 Les poteaux :

- À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)
- À l'ELS : $G + Q$
- $G + Q \mp 1,2E$ (RPA99)
- $0,8 G \mp E$

Sachant que :

La combinaison $(G + Q \mp 1,2E)$ donne un effort normal maximal et un moment correspondant (N_{max}, M_{corr}) .

Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

La combinaison $(0.8G \mp E)$ donne un effort normal minimum et un moment correspondant (N_{min}, M_{corr}) .

Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

5.1.2 Les poutres :

- À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)
- À l'ELS : $G + Q$
- $G + Q \mp E$ (RPA99)

$0,8 G \mp E$

La combinaison $(G + Q \mp E)$ donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis .

La combinaison $(0.8G \mp E)$ donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif .

5.1.3 les voiles :

$G + Q \mp E$ (RPA99)

$0,8 G \mp E$ Ferrailage des poteaux :

5.2 LES POTEAUX

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

Effort normal (N).

Effort tranchant.

Moment fléchissant.

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée à l'ELU.

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e (\text{MPa})$	σ_s
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1.00	25	18.5	400	400

Tableau 12: Caractéristiques mécaniques des matériaux

. . Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

Armatures longitudinales

Leur pourcentage en zone sismique III est limité par : λ

$0,9\% < A_s/b_a < 4\%$ en zone courante.

$0,9\% < A_s/b_a < 6\%$ en zone de recouvrement.

$A_s > 0,9\% b_a$

Le diamètre minimal est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de $50\phi_L$.

La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm. λ

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones

Nodales

5.2.1 Armatures transversales :

BAEL91 : (art A.8.1,3)

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{St \times b_l}$ en % donnée comme suit:

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3 \%$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} - \frac{l_f}{b} \right)$$

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

RPA99(VER2003):

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V U}{h_1 \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $s_t \leq 15 \varnothing l$

$\varnothing l$: Le diamètre minimal des armatures longitudinales (zone critiques).

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N_{\max} : M correspondant

N_{\min} : M correspondant

M_{\max} : N correspondant

5.2.2 Calcul de ferrailage

Poteaux de section : $(60 \times 65) \text{ cm}^2$

C=3cm ; d= 62cm ; Acier Fe E = 400MPa ; $f_{c28}=25MP$

ELU		G+Q+E		0,8G+E		ELS	
NMAX (KN)	MCOR (KN.M)	MMAX (KN.M)	NCOR (KN)	NMIN (KN)	MCOR (KN.M)	NMAX (KN)	MCOR (KN.M)
173.21	0.48	3	298.37	251.77	10.05	125.31	0.35

ELU

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_1 = e_a + e_0 / e = e_1 + e_2$$

- e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

- e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_a = \max \left\{ 2cm / \frac{L}{250} \right\} = 2$$

$$e_{0U} = \frac{M}{N} = \frac{0.48}{173.21} = 0.00277m = 0.277cm$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.277 + 2 = 2.27$$

$$\frac{l_f}{h} < \max \left(15.20 \times \frac{e_1}{h} \right)$$

$$L_f = 0.7 \times 10 = 0.7 \times 3.06 = 2.14$$

$$\frac{lf}{h} = 3.28 < \max (15: 0.90)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire.

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{lf}{h} = 11.39$$

$$\lambda \leq 50$$

$$\alpha = \left\{ \frac{0.85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.62 \right\}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot lf^2}{10^4 h} \times (2 + \phi \alpha)$$

ϕ : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.50} \times (2 + 2 \times 0.62) = 0.89 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3$$

$$M \text{ corrigé} = N_{\text{utm}} \times e = 5.1963$$

➤ **Les efforts corrigés seront**

$$N_{\text{max}} = 173210 \text{ N} \quad M \text{ corrigé} = 5196.3 \text{ Nm}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2)$$

A	Mu	B	A>B
409528	43302.5	32909.9	

Donc la section est partiellement comprimée.

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\alpha = 1.251[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$Af = \frac{Ma}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = Af \cdot \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

μ	μl	α	β	Ma	Af	A
0.034	0.392	0.043	0.98	43302.5	2.56	-2.4cm ²

 G+Q +E

$$e_a = \max \left\{ 2cm / \frac{L}{250} \right\} = 2$$

$$e_{0U} = \frac{M}{N} \cdot \frac{3}{298.37} = 1m = 1cm$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 1 + 2 = 3$$

$$\frac{lf}{h} < \max \left(15.20 \times \frac{e_1}{h} \right)$$

$$Lf = 0.7 \times 10 = 0.7 \times 3.06 = 2.14m$$

$$\frac{lf}{h} = 3.29 < \max (15; 2.2)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire.

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{lf}{h} = 11.39$$

$$\lambda \leq 50$$

$$\alpha = \left\{ \frac{0.85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.62 \right\}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot lf^2}{10^4 h} \times (2 + \phi\alpha)$$

ϕ : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.50} \times (2 + 2 \times 0.62) = 0.89 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.89$$

$$M \text{ corrigé} = N_{\text{utm}} \times e = 1160.65$$

Les efforts corrigés seront

$$N_{\text{max}} = 298370 \text{ N} \quad M \text{ corrigé} = 1906584 \text{ Nm}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2)$$

A	M _u	B	A > B
409528	1226.29	1095.00	

Donc la section est partiellement comprimée.

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\alpha = 1.251 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_f = \frac{Ma}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = A_f \cdot \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

μ	μl	α	β	Ma	Af	A
0.092	0.392	0.12	0.95	1226.29	1.93	-6.64cm ²

0,8G ± E

$$e_a = \max \left\{ 2cm / \frac{L}{250} \right\} = 2$$

$$e_{0U} = \frac{M}{N} = \frac{3}{298.37} \cdot 0.039m = 3.99cm$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 3.99 + 2 = 5$$

$$\frac{lf}{h} < \max \left(15.20 \times \frac{e_1}{h} \right)$$

$$L_f = 0.7 \times 10 = 0.7 \times 3.06 = 2.14m$$

$$\frac{lf}{h} = 3.29 < \max (15: 2.2)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire.

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{lf}{h} = 11.39$$

$$\lambda \leq 50$$

$$\alpha = \left\{ \frac{0.85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.62 \right\}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot lf^2}{10^4 h} \times (2 + \phi \alpha)$$

ϕ : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.50} \times (2 + 2 \times 0.62) = 0.89cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.89$$

$$M \text{ corrigé} = N_{utm} \times e = 1160.65$$

Les efforts corrigés seront

$$N_{max} = 298370N \quad M \text{ corrigé} = 1906584Nm$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2)$$

A	Mu	B	A>B
409528	1538.3094	-1427.53	

Donc la section est partiellement comprimée.

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\alpha = 1.251 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

μ	μl	α	β	Ma	Af	A
0.001	0.392	0.001	0.99	1538.3094	0.1	-9.4cm ²

Vérification des sections :

-D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale :

$$A_s \text{ min} = 0,8\% (b \cdot h) \text{ (zone IIa).}$$

$$A_s \text{ min} = 0,8\% (b \cdot h) = 0,008 \times 60 \times 65 = 31,2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,34^2$$

	A cal (cm ²)	Amin BAEL	ARPA	A ado
ELU	2,4cm	5,34cm ²	31cm ²	16HA16
0,8G+E	6,64cm ²			
G+Q+E	9,4cm ²			

✚ Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N ser, M ser)

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 F_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

La contrainte d'acier est limitée par σ_s

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{\text{ser}} = 125,31$$

$$M_{\text{ser}} = 0,35$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0,0027 \text{ m} = 0,30 \text{ cm} < \frac{50}{6} = 8,33$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_{bc} < 0,6 F_{c28} = 15 \text{ MPA}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B0 = b \times h + 15 (A1) = 60 \times 65 + 15 (31) = 4365$$

$$V = \frac{1}{B} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 29 \text{ cm}$$

$$V2 = h - v1 = 65 - 29 = 36 \text{ cm}$$

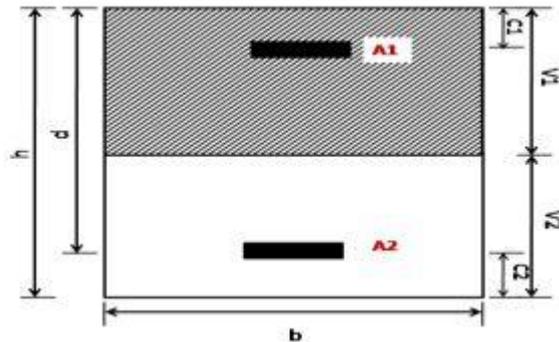


Figure 13 :section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15(A_1(v1 - c1)^2 + A_2(v2 - c2)) = 748303.4667 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{MG}{I_{xx}} = 0.00046$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100.B0} = 0.46$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v = 0.47 \leq 15 \text{ MPA CONDITION VERIVE}$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de s à L'E.L.S est

$$\sigma_{1s} = 15[\sigma_0 + K(v1 - c')] = 7.0518 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{2s} = 15[\sigma_0 + K(d - v1)] = 7.0518 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{1s} = 7.0518 \text{ MPA} \leq \sigma_s^- = f e' / 400 = 400 \text{ MPA CONDITION VERIFI}$$

$$\sigma_{2s} = 7.0518 \text{ MPA} \leq \sigma_s^- = f e' / 400 = 400 \text{ MPA CONDITION VERIF}$$

5.2.3 Armatures transversales :

Vérification du poteau à l'effort tranchant

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous es poteaux.

La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max

$$V_{\max} = 11.4 \text{KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{v}{bd} = 0.060 \text{MPa}$$

RPA v2003 (7.4.3.2)

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_g l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \min\left(\frac{l_f}{a}; \frac{l_f}{b}\right) = 4.28$$

$$\lambda_g < 5$$

$$\rho_d = 0.04$$

$$\tau_{bu} = 1$$

$$\tau^- = \min(0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau = 0.060 < \tau_{bu} = 1 \text{MPa} \text{ condition vérifié}$$

$$\tau = 0.060 < \tau^- = 3.33 \text{MPa} \text{ condition vérifié}$$

➤ Calcul d'armature transversale

Selon (RPA99 version 2003 :7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux

sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{At}{St} = \frac{Vu \rho_a}{h f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235\text{MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g > 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l_f/b)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = 4.28 < 5 \quad \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

RPA99/ver2003.[Art.7.4.2.2]

La zone nodale : $S_t \leq \min(10\varnothing, 15\text{cm})$. on prend $t = 10\text{ cm}$

La zone courante : $S_t \leq 15\varnothing$

\varnothing Le diamètre minimal des armatures longitudinales=2

On prend : $S_t = 10\text{ cm}$ en zone nodale et

$S_t = 15\text{ cm}$ dans la zone courante.

En zone nodale :

$$A_t = \frac{V_u \rho_a}{h f_e} S_t = 1.6\text{cm}^2$$

En zone courante :

$$A_t = \frac{V_u \rho_a}{h f_e} S_t = 2.42 \text{ m}^2$$

Soi 5HA8

BAEL91 : (art A.8.1,3)

Le diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\theta l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

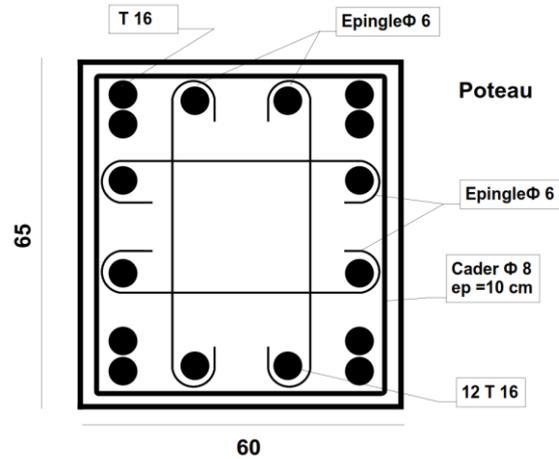
Le diamètre des armatures transversales $\phi_t \geq \frac{\theta l}{3}$ condition verif

leur espacement : $S_t \leq \min(15 \theta l \text{ ; } 40 \text{ cm ; } a+10 \text{ cm})$

: $S_t \leq \min(30 \text{ cm ; } 40 \text{ cm ; } 70)$ Condition verif

S poteau	A cal	N mbr	A adapté
(60.65)	31	16HA16	32.17

Tableau 13: Armatures Des Poteaux



5.3 FERRAILLAGE DES VOILES :

5.3.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillée en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

Dans le plan vertical : des aciers verticaux.

Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.

Des aciers transversaux.

5.3.2 Types d'armatures

5.3.2.1 Armatures verticales

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et

Horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20% :

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux

Dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres

Verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

5.3.2.2 Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

5.3.3 Règles communes

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :

globalement dans la section du voile 0,15%

en zone courante 0,10%

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :

$St \leq 1,5a$ $St \leq \text{Min}(30\text{cm} ; 1,5a)$, avec a: épaisseur du voile.

$St \leq 30\text{cm}$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser $L/10$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible

20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour le aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$V_{VJ} = 1.1 \frac{V}{F_e} \text{ avec } V=1.4V_{\text{calculé}}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

5.3.4 Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre

(4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

5.3.5 Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)

5.3.5.1 Ferrailage vertical

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

Entièrement tendu (S. E. T).

Entièrement comprimée (S. E.C).

partiellement comprimée (S. P. C).

5.3.5.2 Etapes de calcul

➤ **Détermination de la nature de la section :**

Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est $h/6$)

Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal

$$e = \frac{M}{N}$$

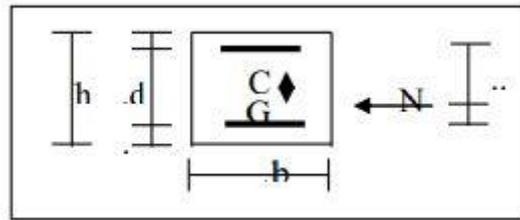
➤ **Calcul des sections suivant leurs natures :**

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - C + e$$



Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A\sigma_S + A\sigma_{S10\%}$$

$$Ma = A\sigma_S(d - c)$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2)\sigma_{S10\%}}$$

$$A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2)\sigma_{S10\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

Remarque :

Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée** : La section est entièrement comprimée si :

N : L'effort normal est un effort de compression.

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition

suivante soit vérifiée :

$$N.(d-c) - MA > (0.33h - 0.81d) bh^2\sigma_{bc}$$

Ou : MA: Moment par rapport aux aciers inférieurs

$$N.(d-c) - MA > (0.33h - 0.81c) bh^2\sigma_{bc}$$

données par

$$A = \frac{[MA - (d - 0.5h)bh\sigma_{bc}]}{(d + c)\sigma_2} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_{U}bh\sigma_{bc}}{\sigma_2} - A$$

SI $N \cdot (d-c) - MA > (0.33h - 0.81c) bh^2\sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont

données par : $A = 0$ $A = \frac{N - (\psi bh\sigma_{bc})}{\sigma_s}$

$$\psi = \frac{0.37 + \frac{n(d-c) - MA}{bh^2\sigma_{bc}}}{0.875 - \frac{d-1}{h}}$$

➤ **section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d-c) - MA \leq (0.33h - 0.81c) bh^2\sigma_{bc}$$

Ou : MA: moment par rapport aux aciers inférieurs.

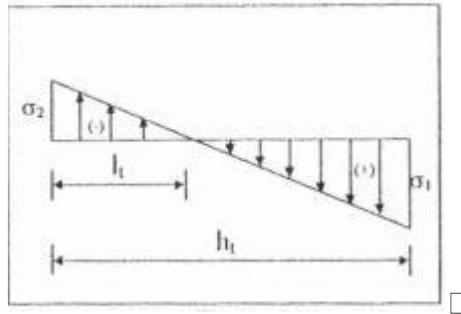
$$M_a = M_g + N(d - \frac{h}{2})$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100\sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule

Suivante

Pour es voiles pleins
$$\begin{bmatrix} \sigma_1 = \frac{N}{ah} + \frac{6M}{ah^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{ah} - \frac{6M}{ah^2} \end{bmatrix}$$



$$1^{ere} \text{ cas (S E T)} \sigma_1 \geq 0 \quad \sigma_2 \leq 0 \quad l_t = h \frac{\|\sigma_2\|}{\|\sigma_1\| + \|\sigma_2\|}$$

$$2^{eME} \text{ cas (S E T)} \sigma_1 \leq 0 \quad \sigma_2 \leq 0 \quad l_t = h$$

$$2^{eME} \text{ cas (S E T)} \sigma_1 \geq 0 \quad \sigma_2 \leq 0 \quad l_t = 0$$

$$A_{min1}^{RPA} = 0,002.a.lt$$

$$A_{min2}^{RPA} = 0,0015.a.h$$

$$A_{min3}^{RPA} = 0,001.a.h \text{ en zone courante)}$$

➤ **Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales**

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se

fera avec les combinaisons suivantes

$$N = 0,8 N_G \pm N_E$$

$$M = 0,8 M_G \pm M_E$$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

$$N = N_G + N_Q \pm N_E$$

$$M = M_G + M_Q \pm M_E$$

5.3.5.3 CHOIX DE COMBINAISON D'ACTION (POUR LES ARMATURES VERTICALES)

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N_{min} = 0.8N_g + N_e ; N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins}$$

$$M = 0.8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{corr}} = M_g + M_q + M_e$$

Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

5.3.5.4 Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L = 3.30 m)

G+Q± E: Mmax → N cor

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
	39.17	209	70

M=70 N=209 H= 3.06 c = 5cm d= h-c= 3.01 a = 0,16 m

➤ **Détermination de l'excentricité e**

$$e = \frac{M}{N} = 0.36$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = 1293.904 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2)$$

$$M_{ua} = 432.3$$

$$B = 278.6$$

B < A donc la section est partiellement comprimée

➤ **Vérification de flambement**

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{MAX}(15 \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20e}{h} = \frac{20 \times 0.36}{3.50} = 2.05$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.437 \leq 15 \text{ CONDITON Vérifié}$$

➤ **Calcul de ferrailage**

• **Calcul des armatures à la flexion simple**

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 432.3$$

$$\sigma_b = 18.5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Pa } (\gamma_s = 1 \text{ cas accidentel})$$

M (kn,m)	μ	μl	α	β	Af
432.3	0.056	0.392	0.07	0.97	3.2

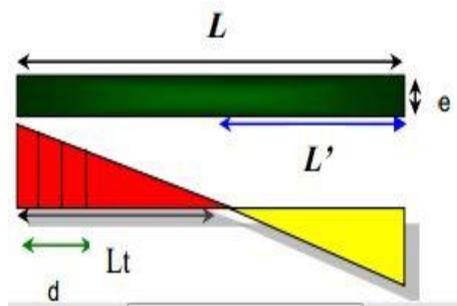
• **Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)**

$$A_{CAL} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$$

N	Af	Acal
209	3.2	2.24

➤ **L'armature verticale minimal**

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{209 \times 10^3}{160 \times 3500} + \frac{6 \times 432.3 \times 10^6}{160 \times 3500^2} = 1.69$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{ah} - \frac{6M}{ah^2} = -0.94$$

$$\sigma_1 \geq 0 : \sigma_2 \leq 0 \quad l_t = 1.25$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times a = 4cm^2$$

➤ **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**
globalement dans la section du voile : 0,15 % **(RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)**

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 8.4cm^2$$

Donc on prend :

Dans la zone tendue : $A = \max(A_{min}^{RPA}, A_{cal})$

Alors on prend = 4cm²

Dans zone courante

$$h' = h - 2l_t = 3.5 - 2 \times 1.25 = 1.02 \text{ m} > 0$$

$$A_{min} = 0.01b \times h' = 1.63$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c < A_{min}^g =$$

NIV	A_{tendu}	Amin	Atot	A_{min}^g	CONDITION	Adopt
V(0.16/3.3/3.06)	4	1.63	9.63	8.4cm ²	VEREFI	20HA4

Tableau 14 : Armatures Des voile

➤ **L'espacement**

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min (1,5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1,5 \times 16; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

On prend : $S = 10 \text{ cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left[\frac{1,5a}{2} \frac{30}{2} \right] = \min(12 \text{ } 15)$$

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

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (**Art 7.7.2 RPA99 version 2003**)

$$\tau_b = 0,2 f_e = 28 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{cal}}{a \times d} = 0,099 \text{ CONDITION VEREFEE}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile

Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :

$$A_{min}^g = 0,0015 \times a \times 1 \text{ m} = 2,4 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{min}^c = 0,001 \times b \times h = 0,56 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 6 Ø10

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

globalement dans la section du voile

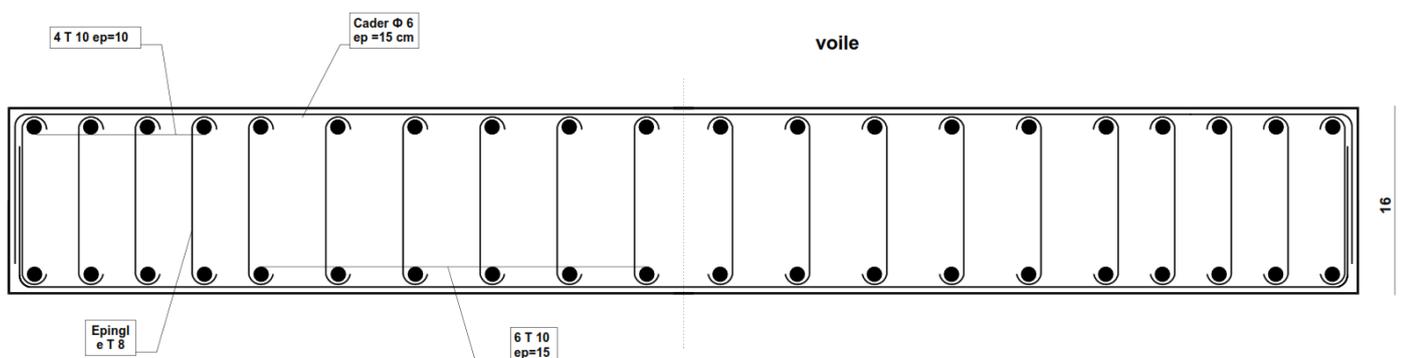
$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 2.4cm^2$$

En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times 1 = 1.6cm^2$$

Donc on prend : 6 $\theta 10$

Présentation du ferrailage des voiles



5.4 ETUDE DES POUTRES :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts.

5.4.1 COMBINAISON DE CALCUL :

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec

les combinaisons les plus défavorables à savoir

Selon BAEL91

: ELU : 1,35G+ 1.5Q

ELS : G+Q

Selon RPA99/2003 :

G+Q+E

0.8G± E

5.4.2 ETAPE DE CALCUL

➤ Les armatures longitudinales

Recommandation du L'RPA99 (version 2003):

Armatures minimales : $0.5\% \times B$ ZONE II

Armatures maximales $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \text{ en zone courant} \\ 6\% \times B \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right\}$

La longueur de recouvrement est de : $40.\emptyset$ en ZONE II

B : Section de la poutre

➤ Les armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$$

b : Largeur de la section et

S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$s = \min \left(\frac{h}{4}, 12. \right)$$

En dehors de la zone nodale ; $S = \frac{h}{2}$

Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{Ft28}{Fe} \times b \times d \quad \text{Pour les armatures tendues.}$$

➤ .Sollicitation du calcul

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

5.4.3 Poutre principal

5.4.3.1 Armatures Longitudinales :

b = 30cm , h = 40cm , d = 37cm

➤ **En Travée**

✚ **ELU**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b b d^2}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392$$

$$A' = 0 \quad \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \beta d}$$

	M (kn,m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Travée	21.5	0.036	0.392	0.045	0.98	1.7

➤ **En Appuis :**

✚ **Accidentelle : G+Q+E**

	M (kn,m)	μ	μ_l	α	β	A(cm ²)
	41.89	0.07	0.392	0.09	0.98	3.3

➤ **Vérifications nécessaires pour les poutres**

✚ **BAEL**

➤ **Condition de non fragilité (art A.4.2)**

$$A^{BEAL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BEAL} \geq 1.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4)**

$$A_{min}^{RPA} = 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min}^{RPA} = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ **RPA99/version 2003**

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003** :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b = 6 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement

4% $\times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ en zone courante

6% $\times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ en zone de recouvrement

Tableau Récapitulatif :

	Aca	A^{BEAL}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{RPA}	Amax	
Travée	1.7	1.4	1.2	6	6	2HA12+3HA14
Appuis	3.3	1.4	1.2	6	6	4HA16+2HA12

Tableau 15 : Armatures des poutre principale

 **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

vérifier $\alpha \leq \alpha^- = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$ $\gamma = \frac{Mu}{Mser}$

Elements	α	Mu	$Mser$	γ	α^-	Condition
Travée	0.060	31.59	22.99	1.37	0.435	Vérifie
Appuis	0.035	21.59	15.74	1.37	0.435	Vérifie

vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{max}^t = 41.39 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$0.10 \geq 0.06 \text{ CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{0.85 M_t}{10 M_0}$$

$$0.10 \geq 0.085 \text{ CV}$$

$$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$0.0105 \geq 0.006 \text{ CV}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Armatures transversales**

$$\text{Choix de } \emptyset_T \leq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_L; \frac{b}{10}\right)$$

$$\emptyset_T = 8 \text{ mm FeE235}$$

➤ **Espacement**

$$\text{D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): } St \leq \min(0,9 d; 40 \text{ cm}) = 36.45 \text{ cm}$$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$St \leq \min(h / 4, 12 \text{ min}\emptyset, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone nodal}$$

$St' \leq h/2 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ dans \rightarrow la Zone courante

On prend: $St \leq \min (St \text{ BAEL }, St \text{ RPA})$

- Dans la Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $St = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 90 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale)

➤ **La section de ferrailage transversal**

'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_T \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}$$

$$A_t = 1.02 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 99

$A_t \geq 0.003 S_t b = A_t = 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow$ en zone nodale

$A_t \geq 0.003 S_t b = A_t = 1.8 \text{ cm}^2 \rightarrow$ En dehors de la zone nodale

Donc on prend

4HA8 AVEC dans la zone nodale

4HA8 AVEC en dehors de la zone nodale.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u^{max} = \frac{55760}{300 \times 370} = 0.50$$

Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{\bar{u}} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.3 \text{ MPa}$

$\tau_u^{max} = 0.50 \text{ MPa} \leq \tau_{\bar{u}} = 3.3 \text{ MPa}$ **condition vérifié**

5.4.4 Poutre secondaire

Armatures Longitudinales :

b = 30cm , h = 30 cm , d = 27cm

➤ **En Travée**

✚ **ELU**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b b d^2}$$

$$\mu < \mu l = 0.392$$

$$A' = 0 \quad \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \beta d}$$

	M (kn,m)	μ	μl	α	B	A (cm ²)
Travée	4.69	0.0010	0.392	0.001	0.99	0.21

➤ **En Appuis :**

✚ **Accidentelle : G+Q+E**

	M (kn,m)	μ	μl	α	B	A
Appuis	23.21	0.042	0.392	0.05	0.8	1.89

5.4.4.1 Vérifications nécessaires pour les poutres :

➤ **BAEL**

- **Condition de non fragilité (art A.4.2)**

$$A^{BEAL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BEAL} \geq 0.97 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$A_{min}^{RPA} = 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.9 \text{ cm}^2$$

• **RPA99/version 2003**

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003** :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

d'après le **RPA** est 0,5% en tout section :

$$A_{min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b = 4.5 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement

4% $\times b \times h = 0,04 \times 30 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$ en zone courante

6% $\times b \times h = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$ en zone de recouvrement

	Aca	A^{BEAL}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{RPA}	Amax	
Travée	0.21	0.97	0.9	4.5	4.5	2HA12+3HA14
Appuis	1.89	0.97	0.9	4.5	4.5	4HA16+2HA12

Tableau 16 : Armatures des poutre seconde

ELS

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

vérifier $\alpha \leq \alpha^- = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$ $\gamma = \frac{Mu}{Mser}$

Elements	α	Mu	$Mser$	γ	α^-	Ccondition
Travée	0.01	4.69	3.40	1.38	0.44	Vérifié
Appuis	0.05	3.22	2.33	1.38	0.44	Vérifié

➤ **vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{max}^t = 41.39 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$0.09 \geq 0.06 CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{0.85 Mt}{10M_0}$$

$$0.090 \geq 0.085 CV$$

$$\frac{4.2}{fe} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$0.0105 \geq 0.007 CV$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Armatures transversales**

Choix de $\emptyset_T \leq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_L; \frac{b}{10}\right)$

$$\emptyset_T = 8mm FeE235$$

➤ **Espacement**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$St \leq \min(0,9 d; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$St \leq \min(h/4, 12 \min\emptyset, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone nodal}$$

$$St' \leq h/2 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{dans} \rightarrow \text{la Zone courante}$$

On prend: $St \leq \min(St \text{ BAEL}, St \text{ RPA})$

Dans la Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

Dans la Zone courante : $St = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale)

➤ **La section de ferrailage transversal**

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_T \leq \frac{A_t \times fe}{0.4 \times b_0}$$

$$A_t = 1.02 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 99

$At \geq 0.003S_t b = At = 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow$ en zone nodale

$At \geq 0.003S_t b = At = 1.8 \text{ cm}^2 \rightarrow$ En dehors de la zone nodale

Donc on prend

4HA8 dans la zone nodale

4HA8 en dehors de la zone nodale.

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u^{max} = \frac{19000}{300 \times 420} = 0.17$$

Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{\bar{u}} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.3 \text{ MPa}$

$\tau_u^{max} = 0.17 \text{ MPa} \leq \tau_{\bar{u}} = 3.3 \text{ MPa}$ condition vérifiée

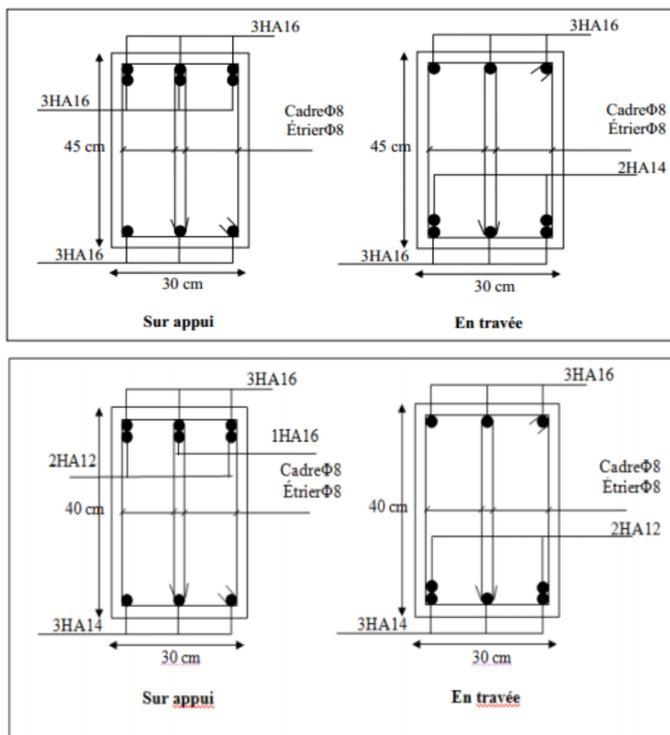


Figure 14: ferrailage des poutres

CHAPITRE VI

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

6.1 INTRODUCTION :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol ; elles assurent une transmission des charges provenant de la superstructure :

Charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques

Les fondations doivent avoir un même mouvement que le sol qui les supporte en cas de mouvement de ce dernier

Type d'ouvrage à construire.

Le choix de type de fondation dépend de :

- la nature et l'homogénéité du bon sol .
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

6.2 DIFFERENTS TYPES DE FONDATIONS :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

6.2.1 Fondations superficielles :

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la

Transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes,

Radiers.

6.2.2 Fondations profondes :

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission

des efforts est assurée par d'autre éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

6.3 ÉTUDE DE SOL :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectué au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donner la valeur 2.5 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}).

L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
- Jouer le rôle d'Appuis.
- Assurer la liaison.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

6.4 ÉTUDE DES FONDATIONS:

- **Charge admissible au sol : (σ_{sol}).**

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette Charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton Armé. ($\sigma_{sol} = 2.5$ bars).

6.5 CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Le poids de la structure.
- La capacité portante du sol.
- L'économie dans la réalisation.
- La rapidité et la facilité d'exécution.
- Stabilité totale de l'ouvrage.

6.5.1 Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2.5 bars, il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolée.
- Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important

on adopte un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser : (Le radier général)

6.6 RADIERS

6.6.1 GENERALITES :

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol. Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle.

Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement Général de la construction ;

- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions (cf. [1.6]).

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements

Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

dans le cas de couches sous-jacentes très compressibles, le concepteur doit vérifier

que le point de Passage de la résultante générale coïncide sensiblement avec le centre

de gravité du radier.

6.6.2 Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante

(supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).

- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)

- **Justification :**

$$S_{semelle}^{totale} \geq 50\% S_{batiment} \text{ (Radier général)}$$

$$P_{Ser}(\max) = G + Q = 57270KN$$

n : Nombre de poteaux au niveau de étage = 31

σ sol = 2.50 bars

Surface de semelle(S semelle)

$$S_{Semelle} \geq \frac{P_{ser}}{\sigma \text{ sol}}$$

$$S_{Semelle} \geq \frac{57270}{250} = 229$$

S semelle = A×B (semelle carrée A = B

$$A^2=229$$

$$A=15.1$$

$$S_{semelle}^{totale} = n \times S = 31 \times 229 = 7099cm^2$$

Surface du bâtiment total

$$S \text{ totale}=Lx \times Ly=196.322$$

$$7099cm^2 > 50\% 196.322= 98(\text{Radier général})$$

6.6.3 Calcul du Radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme

un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et

qui est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre de radier.

Combinaison d'action :

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

6.6.4 Pré-dimensionnement

➤ **Epaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

Condition forfaitaire

$$\text{Sous voiles } \frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5}$$

hr: Épaisseur du radier

Lmax : le plus grand travail

$$L_{max}=4.30$$

$$53.75 \leq hr \leq 86$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : hr= 60 cm

Sous poteaux

-La dalle : La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$$ht \geq \frac{430}{20} = 21.5$$

$$ht= 30$$

Ht : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est : hr = 60cm

La nervure :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : distance maximale entre deux files successives. ($L_{max} = 4.30m$)

$$b \geq \frac{430}{10} = 43cm$$

condition de rigidité (longueur élastique) :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

L_e : Longueur élastique.

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MN/m}^3$

b : largeur du radier. (bande de 1 mètre)

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$L_{max} = 4,30 \text{ m}$, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$, $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.30^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.58m \quad h \geq 0.58m$$

Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h = 70 \text{ cm}$ pour les nervure.

$h_r = 60 \text{ cm}$ pour le radier.

$b = 50 \text{ cm}$

6.6.4.1 Calcul de la surface minimale du radier:

Détermination des efforts :

ELU: $N_u = 922.51 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 667.42 \text{ K}$

ELU

$$S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_s} = 2.77\text{m}^2$$

$$S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_s} = 2\text{m}^2$$

$$S_{batiment} = 196.322 > \text{Max}(S1.S2)$$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radie

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (23.1 m).

L_y : largeur en plan (11.94 m).

Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r/2 ; 30\text{cm}). \text{ O\`u: } h_r = 0.60\text{m}$$

$$D \geq \text{Max} (30\text{cm} ; 30 \text{ cm})$$

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 224.354\text{m}^2$$

.Poids du radier :

$$G = (224.354 \times 0.60 \times 25) = 3365.31\text{KN}$$

Combinaison d'action

$$N_u = 5465.67\text{KN}$$

$$N_s = 4032.73 \text{ KN}$$

Vérifications de radier

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \min \left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \quad 4 \text{ MPa} \right]$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 0.9 \times 60 = 54 \text{ cm}$$

$$T_a^{max} = q_u \frac{L^{max}}{2}$$

$$T_U^{max} = \frac{N_u b}{s_{rad}} \frac{L^{max}}{2} = 52.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.09 < 2.5 \text{ MPa} \text{ condition vérifié}$$

Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)

$$N_u \leq \frac{0.07 \mu \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : charge revenant plus chargé.

μ : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu = 2(a+b+2h)$

➤ **Vérification pour les voiles**

$$\mu = 8.84 \text{ m}$$

$$N_u = 24.3 < 618.8 \text{ KN}$$

➤ **Vérification pour les Poteau : Le Poteau et le plus sollicitée**

$$\mu = 4.9$$

$$N_u = 68.4 < 3715.8 \text{ KN}$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

➤ **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 6057.45$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 1.8 m)

$$GT = 61813.16 \text{KN} > 6057.45$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

➤ **.Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E)**

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = M/N < 1/4$$

e: l'excentricite de la resultante des charges verticales.

$$N_x = 4474.3 \text{KN}$$

$$N_y = 4789.98 \text{KN}$$

$$M_x = 10896. \text{KN}$$

$$M_y = 11498.7 \text{KN}$$

	SENS XX	SENS YY
Ntotal	4474.3KN	4789.98
M	10896	11498.7

E	2.4	2.4
L/4	5.77	2.98
CONDITION	VERIFE	VERIFI

➤ Les moments d'inertie suivant les deux directions sont

$$I_{xx} = \frac{h^3 b}{12} = 3276.75$$

$$I_{yy} = \frac{h^3 b}{12} = 12264.7$$

Le centre de gravité

$$X = \frac{\sum Si \times Xi}{\sum Si}$$

$$y = \frac{\sum Si \times yi}{\sum Si}$$

	Centre de gravite du radier	Centre de gravite de batiment	EX	EY
Xg	11.55	11.55	0.99	
yg	5.97	5.97		0.26

➤ Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

$$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1-2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} ; \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 332.50 \text{KN/m}^2$$

$$Xg=11.55\text{m} \quad Yg=5.97$$

	I	N	M	Srd
xx	3276.75	4474.3KN	10896	224.354
yy	12264.7	4789.98	11498.7	224.354

	σ_1	σ_2	σ_m	σ_{sol}	$\sigma_m < \sigma_{sol}$
xx	193.90	19.94	150.4	332.50	C.V
yy	19.94	21.35	20.29	332.50	C.V

6.6.4.2 . Ferrailage du radier:

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être

alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés

comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour

cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y

qui dépend du rapport $\alpha = L_x / L_y$ et du coefficient de POISSON (ν).

➤ Méthodes de calcul

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$

: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x$

$/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à

✚ L'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En travée	Mtx = 0.85 Mx Mty = 0.85 My	Mtx = 0.75 Mx Mty = 0.75 My
Sur appui	Max = May = 0.3Mx	Max = May = 0.5Mx

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments

ou avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement **BAEL91**. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable

ELU	ELS
qu= (1.35G + 1.5Q)/Srad	qser= (G+Q)/Srad
24.36KN/m ²	17.97KN/m ²

✚ ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau du (3.30 × 4.30) m².

Le panneau DE RIV

✚ L'ELU : v = 0 qu=24.36

$\alpha = 3.30/4.30 = 0.77 > 0.4$

Alors le panneau travaille dans les deux sens

A partir du tableau

$\mu_x = 0,0620$

$\mu_y = 0,5120$

Donc les moments sont

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 16.44 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 8.41 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 13.974 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 7.14 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 4.932 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) \quad A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\phi \leq \frac{600}{100} = 60 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi}{2} = 60 - 5 - 3 = 52 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi}{2} - \frac{\phi}{2} = 46$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{min} > 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens X

$$A_{min} = 6.27 \text{ cm}^2$$

Sens y

$$A_{min} = 5.55$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{min}^{BEAL} = 0.001 \times h \times b = 6 \text{ cm}^2$$

	SENS x_x	Sensx_x	Sensy_y	Sensy_y
	sur appu	En travée	sur appu	En travée
Mu(KN ×m)	4.932	13.974	4.932	7.14
μ	0.00128	0.0036	0.00164	0.00237
$\mu < \mu_l$	CV	CV	CV	CV
As' (cm ²)	0	0	0	0
α	0.0016	0.004	0.00205	0.0029
β	0.99	0.99	0.99	0.99
σ_s	348	348	348	348
As(cm ² /ml)	0.275	0.78	0.31	0.45
Asmin (cm ² /ml)	6.27	6.27	5.55	5.55
Choix des barres/ml	6HA12	5HA14	6HA12	5HA14
Ascorres(cm ² /ml)	6.79	7.70	6.79	7.70
Espacement (cm)	17	17	17	17

L'ELS: $v = 0.2$ qs 17.97KN/m²

$$\alpha = 3.30/4.30 = 0.77 > 0.4$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91(ART 4.5.2)}$$

$$\sigma_{sT} = \min\left(\frac{2}{3}fe; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\text{FeE400} \quad \eta = 1.6$$

$$\sigma_{sT} = 201.63MPa$$

➤ **Alors le panneau travaille dans les deux sens.**

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0,0683$$

$$\mu_y = 0,6458$$

Donc les moments sont

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 13.36 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 8.63 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 11.356 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 7.33 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 4.008 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

	SENS x_x	Sensx_x	Sensy_y	Sensy_y
	sur appu	En travée	sur appu	En travée
Mu(KN ×m)	4.008	11.356	4.008	7.33
μ	0.001	0.0027	0.0012	0.0023
μ<μl	CV	CV	CV	CV
σ _{bc}	15	15	15	15
α	0.0012	0.0035	0.0015	0.0029
β	0.99	0.99	0.99	0.99
σ _{st}	201.63	201.63	201.63	201.63
As(cm ² /ml)	0.38	1.09	0.43	0.79
Asmin (cm ² /ml)	6.27	6.27	5.55	5.55
Choix des barres/ml	6HA12	6HA16	6HA12	6HA16
Ascorres(cm ² /ml)	6.79	12HA16	6.79	12.06
Espacement (cm)	17	17	17	17

Remarque on peut prendre 6HA12 en travée mais on prend 6HA 16 POUR UNE Structure plus solide

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_U = \frac{T_u}{d \times b_0}$$

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

$$T_u = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} = 29.04 \text{KN}$$

$$\tau_U = 0.055 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

➤ **Etude de débord du radier**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0.40$ m. Le calcul

du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre limer.

$$h = 0.60 \text{m}$$

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

$$d = 0.9 h = 0.54 \text{m}$$

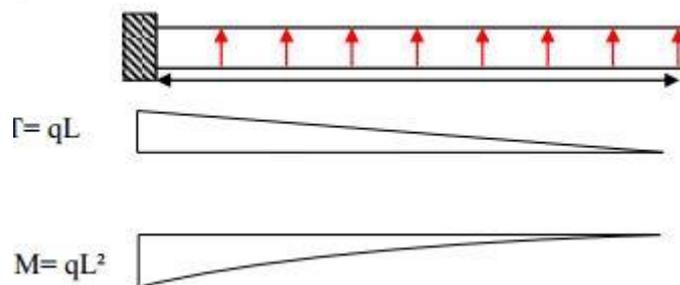


Figure 15 : schéma isostatique et sollicitations de les débords

L'ELU :

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 1.94 \text{KN.m}$$

L'E LS : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = q_{ser} \times L^2 / 2 = 1.43$$

	Mmax	μ	α	β	Asc ^{m2}	Amin	Adop
ELU	1.94	0.001	0.0014	0.99	0.1	6.52	6.70 = 6HA12
ELS	1.43	0.001	0.0014	0.99	0.07	6.52	6.70 = 6HA12

Vérification au cisaillemen

$$\tau_U < \tau_U = 0.05 F_{28}$$

$$\tau_U = \frac{Vu}{b \times d}$$

b =1m d= 0.54m

Vu=qu× L = 9.744

$\tau_U = 0.018 < 1.25$ CONDITION VERIF

6.6.4.3 Etude de la nervure

es nervures sont considérées comme des poutres doublement encastree

h = 70 cm d = 63 cm

b = 50 cm c = 5 cm

➤ Calcul les charges revenant à la nervure

$$q_u = \frac{Nu}{Sr} = 4.11 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{Ns}{Sr} = 2.97 \text{ KN/m}^2$$

SENS XX

$$\text{ELU} \begin{cases} Ma = -8.70 \\ Mt = 4.35 \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} Mt = 3.05 \\ Ma = -6.10 \end{cases}$$

SENSYY

$$\text{ELU} \begin{cases} Ma = -8.7 \\ Mt = 4.35 \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} Mt = 3.05 \\ Ma = -6.96 \end{cases}$$

➤ errailage de nervure a la ELU

		μ	α	β	Acal	Amin	A adoptée	Choix
X-X	appui	0.03	0.039	0.98	0.40	3.80	3.80	4HA20+4HA20
	trave	0.001	0.001	0.99	0.20	3.80	3.80	4HA16+4HA20
Y_y	apuuu	0.03	0.039	0.98	0.40	3.80	3.80	4HA20+4HA20
	trave	0.001	0.001	0.99	0.20	3.80	3.80	4HA16+4HA20

➤ ferrailage de nervure a la Els

		μ	α	β	Acal	Amin	A adoptée	Choix
--	--	-------	----------	---------	------	------	-----------	-------

X-X	appui	0.002	0.002	0.99	0.53	3.80	3.80	4HA20+4HA20
	trave	0.001	0.001	0.99	0.01	3.80	3.80	4HA16+4HA20
Y_y	appui	0.002	0.002	0.99	0.53	3.80	3.80	4HA20+4HA20
	trave	0.001	0.001	0.999	0.01	3.80	3.80	4HA16+4HA20

✚ **Remarque** on peut prendre 10HA6mias on prend en trave 4HA16+4HA20 et en appui 4HA20+4HA20

➤ **Vérifications à l'ELU**

-Vérifications de la l'effort tranchant

sens	Vu (KN)	τ_u (MPa)	Condition
X_X	1.9	0.05	VERIFE
Y-y	2.4	0.05	VERIVE

Vérifications nécessaires pour les nervures :

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{min} > 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 3.8m^2$$

$$A_{min} = 5.55$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{min}^{BEAL} = 0.001 \times h \times b = 3.5cm^2$$

Selon PPA99/2003

$$A_{min}^{rpa} = 0.5\% \times h \times b = 17.5cm^2$$

Armatures transversales minimales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \phi = 10\text{mm}$$

Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 S_t \cdot b = 3\text{cm}^2$$

Nous prenons : A_t

$$= 4\text{HA}10 = 3.14\text{ cm}^2$$

Espacement transversales

En zone nodale

$$S_t < \min(h/4, 12\phi)$$

$$S = 15\text{cm}$$

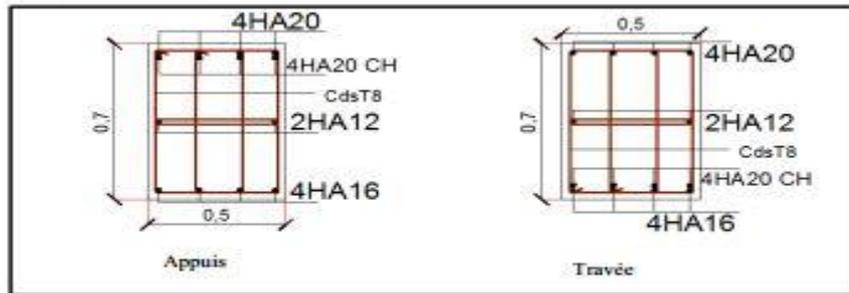


Figure 16: ferrailage de nervure X-X

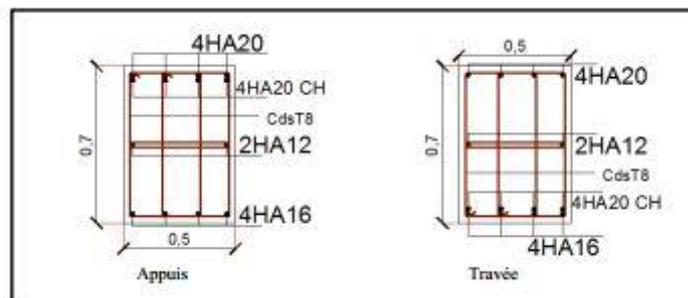


Figure 17 : ferrailage de nervure Y_Y

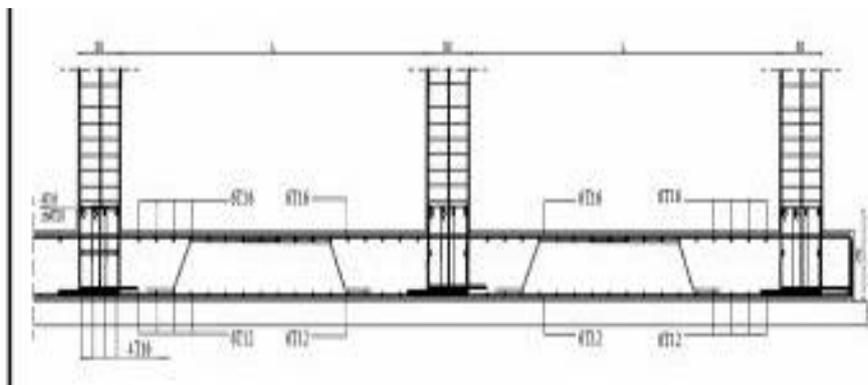


Figure 18 : ferrailage globale de radier

etude de voile périphérique:

6.6.5 Dimensionnement:

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

Epaisseur ≥ 15 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 40ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

La hauteur de voile périphérique = 1.5m

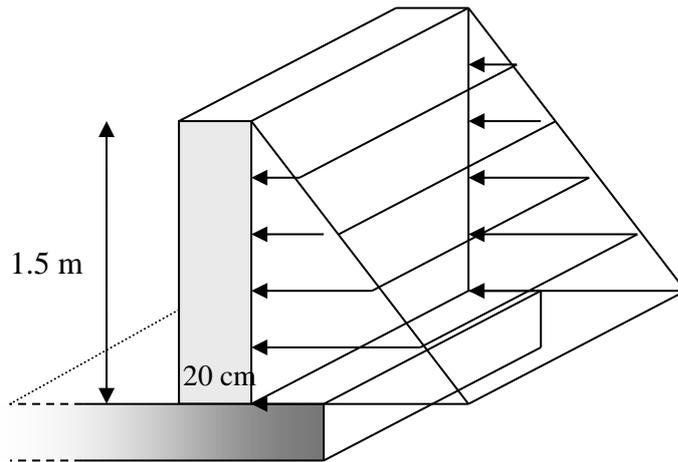


Figure 19: Voile périphérique

➤ ferrailage

Les armatures sont constituées de deux nappes avec un pourcentage minimum de 0.1% La section transversale du voile dans les deux sens.

$$A_s = 0.001 * e * l = 0.001 * 0.2 * 1.5 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend :

Armature horizontale

5HA ϕ 10 / ml Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Les armatures transversales **4T ϕ 6**

CONCLUSION

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « ROBOT» ainsi que la réglementation des ouvrages dans le domaine du bâtiment régissant les principes de conception et de calcul du bâtiment. Cela nous a permis de maîtriser au maximum les résultats de notre calcul et de proposer une structure convenable.

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser un logiciel technique, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul.

Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été Confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude et d'apprentissage des techniques de l'ingénieur dans le domaine du bâtiment et du génie civil.

Il nous permis de faire un bilan de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REGLEMENT :

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- Document Technique Réglementaire Algérienne DTR B.C.2.2 ;
- Règlement neige et vent « RNV 99 », 1999.
- Mémoires de master

LOGICIELS :

- Logiciel de robot 2015.....Analyse des structures.
- WORD 2019.....Traitement du texte.
- ARCHICAD 2019..... Dessin technique.

ANNEXES

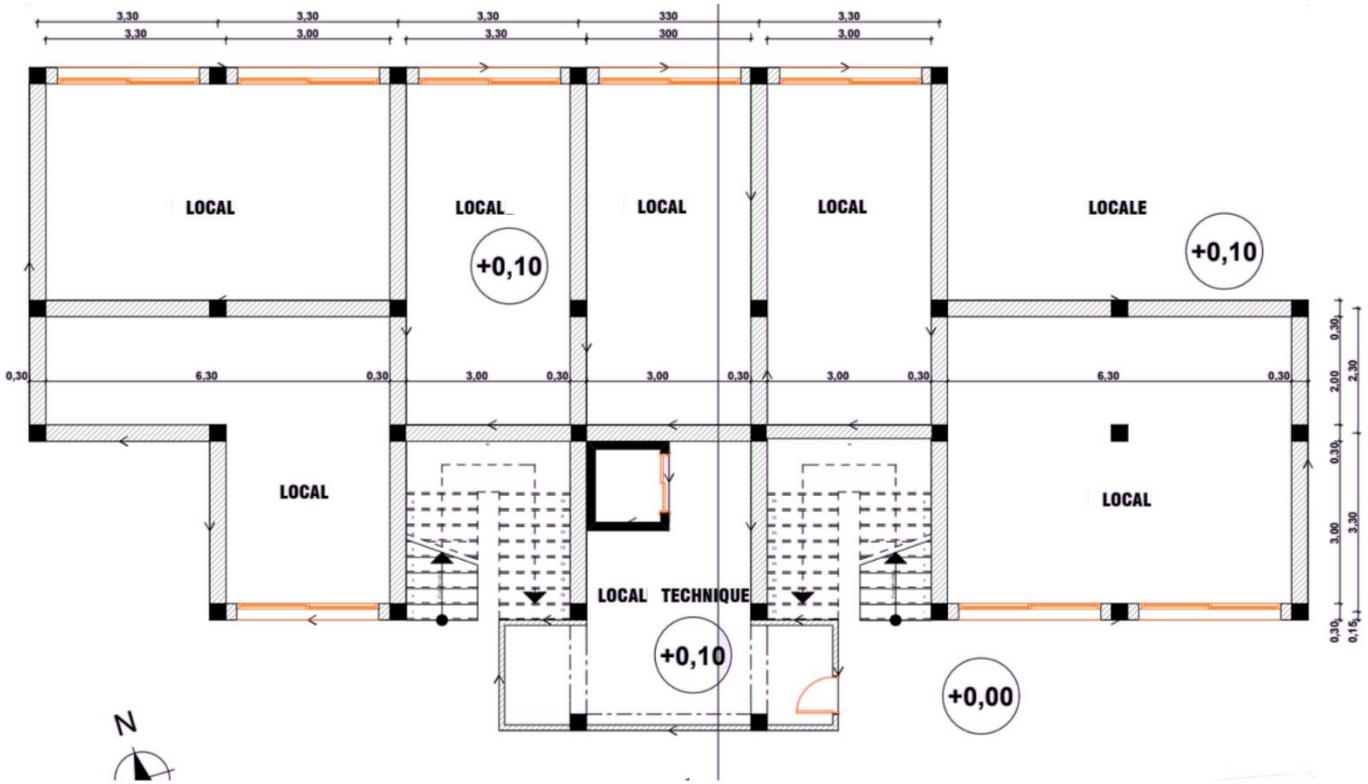


Figure 20 PLAN DU RDC

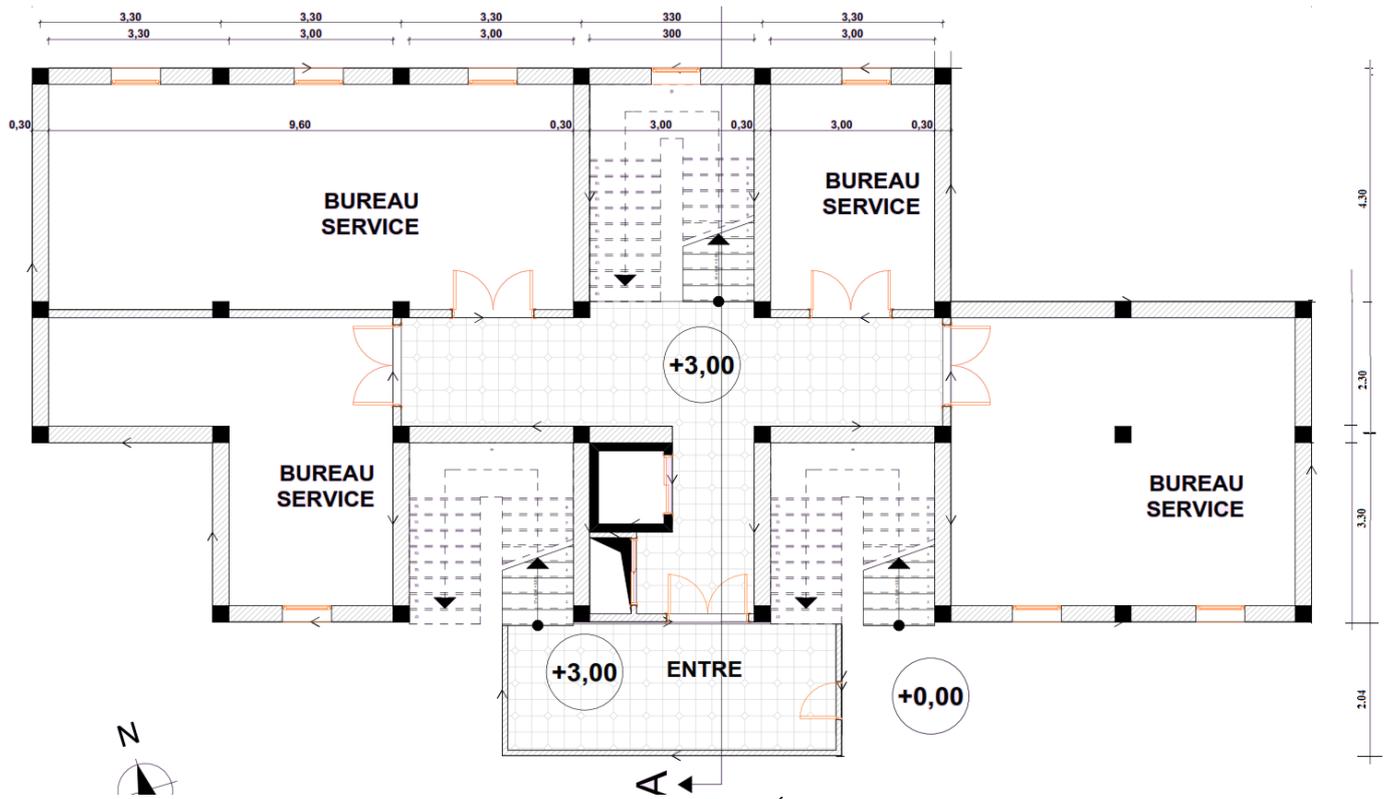


Figure 21 PLAN DE L'ÉTAGE

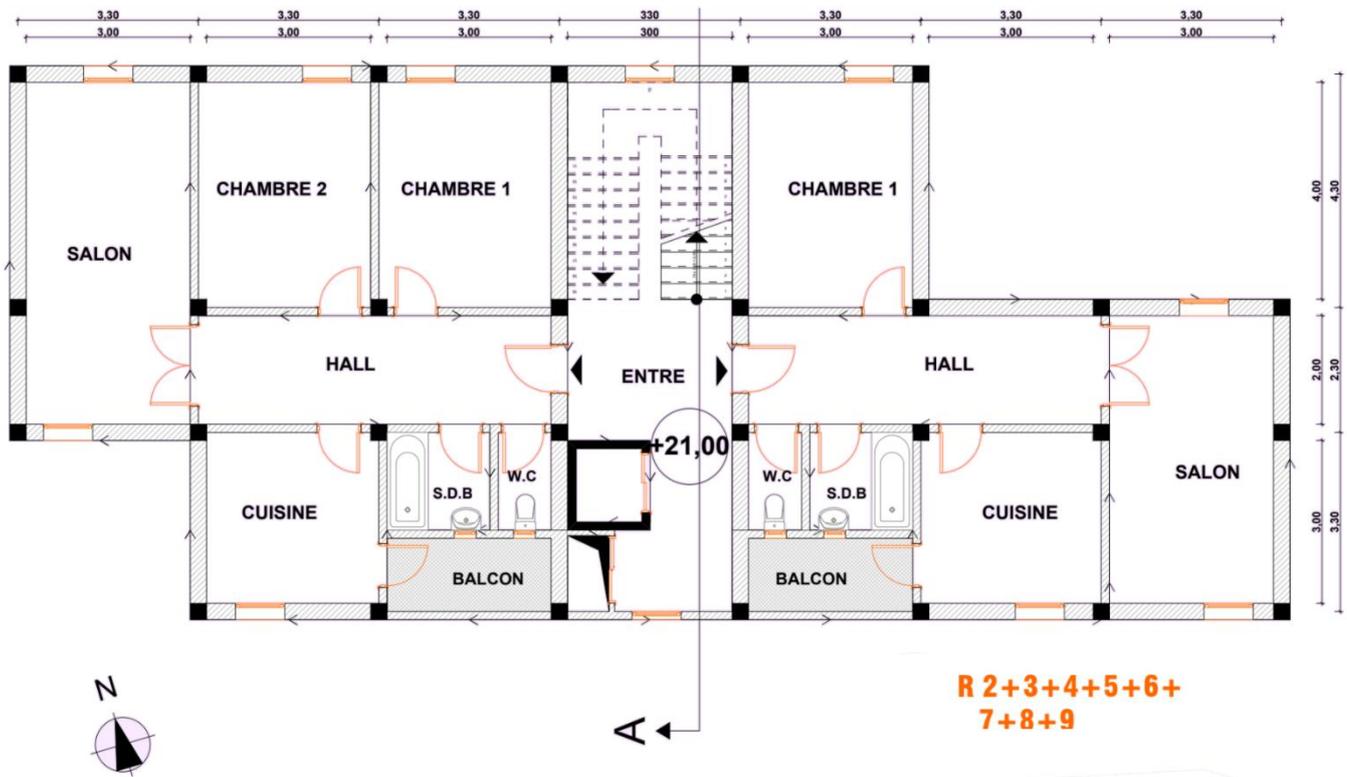


Figure 22 : PLAN R+2+3+4+5+6+7+8+9

coupe A-A

