



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic Republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية والمعمارية
Civil engineering & architecture département



N° d'ordre : M/GCA/2021

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT EN RDC+4 A USAGE
D'HABITATION**

Présenté par :

-RAHMANI ABDRAHIM

-MOKRETAR BACHIR

Soutenu le 21 / 09 / 2021 devant le jury composé de :

Président : ZELMAT Yassine

Examineur: REZIGUA Ahmed

Encadrant : AYAD TAYEB

Année Universitaire : 2020 / 2021

REMERCIEMENT

Avant tout nous remercions Dieu de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce travail.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier notre encadrant Dr AYAD TAYEB pour son soutien, ses conseils judicieux durant l'élaboration de cette étude.

On tient à remercier nos familles et nos amis qui ont toujours été présents pour nous

Nous tenons aussi à exprimer toute notre reconnaissance et nos remerciements à tous les membres du jury pour le temps qu'ils vont consacrer pour évaluer ce travail.

Et pour finir nous exprimons nos vifs remerciements à tous les enseignants qui nous ont aidé et encouragé de près ou de loin, pendant notre formation, qu'ils trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus sincères.

SOMMAIRE

Chapitre I

Introduction et hypothèses de calcul

I.1) INTRODUCTION.....	1
I.2) Présentation de L'ouvrage.....	1
I.2.1)Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	1
I.2.2)Caractéristique du sol d'implantation.....	2
I.2.3) Description de l'ossature.....	2
I.3) CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.....	4
I.3.1) BÈTON	4
I.3.2) ACIER.....	8
I.4) LES COMBINAISONS DE CALCUL.....	9
I.5) LES RÈGLES UTILISER.....	9

Chapitre II

Pré dimensionnements des éléments résistants

II.1) PRÉ DIMENSIONNEMENTDES POUTRES.....	10
II.1.1) Poutres principales sens (Y-Y).....	10
II.1.2) Poutres secondaires sens (X-X)	10
II.2) PRÉ DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER.....	11
II.2.1) Descente des charges.....	11
II.4) PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	12
II.5) PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES.....	16

Chapitre III

Etude des planchers

III.1) PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES.....	18
III.2) FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.....	19
III.3) LES POUTRELLES.....	19
*TYPE DES POUTRELLES.....	20
* MÉTHODE UTILISÈES.....	20
III.3.2) Évaluation des charges.....	21
III.4.1) Calcul des armatures longitudinales.....	24
III.4.2) Calcul des armatures transversales.....	27

Chapitre IV

Étude des éléments non structuraux

IV.1) Étude de l'acrotère.....	31
IV.1.1) INTRODUCTION.....	31
IV.1.2) CALCUL DE L'ACROTÈRE.....	31
IV.1.3) Détermination des sollicitations.....	34
IV.1.4) Détermination des armatures.....	35
IV.2) ETUDE DES ESCALIERS.....	36
IV.2.1) Pré dimensionnement de l'escalier.....	37
IV.2.2) Descente de charges.....	38
Paillasse.....	38
Palier.....	39
IV.3) POUTRE PALIÈRE	45
IV.2.1) Pré dimensionnement de poutre.....	45
IV.3.2) Charge supportée par la poutre palière	46

IV.4) CALCUL DU BALCON.....	49
IV.4.1) Introduction	49
IV.4.2) Détermination de l'épaisseur du balcon.....	49
IV.4.3) Détermination des charges.....	50

Chapitre V

Etude sismique

V.1) INTRODUCTION.....	52
V.2) CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....	52
V.3) PRINCIPE DE CALCUL.....	54
* MODELISATION.....	54
V.4) CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE.....	55
V.4.1) Détermination des coefficients.....	55
V.5) Distribution des forces sismiques... ..	58
V.6) Calcul d'inertie massique.....	60

Chapitre VI

Étude des Portiques

VI.1. Introduction	62
VI.2. Les poutres.....	62
VI.2.1. Combinaisons d'actions.....	62
VI.2.2. Ferrailage des poutres	63
VI.3. Les poteaux.....	72
- Les armatures longitudinales	74
- Les armatures transversales	75

Chapitre VII

Étude des voiles

VII.1. Introduction.....	85
VII.2 Ferrailage des voiles de contreventement.....	85
VII.2.1- Les armatures verticales	86
VII.2.2- Les Armatures horizontales.....	87
VII.3- Etude des voiles périphériques.....	93
VII.3.1- Détermination des sollicitations.....	93
a) Poids propre du voile périphérique.....	93
b) [THÉORIE DE RANKINE (1860)].....	94
c) Calcul de ferrailage.....	95

Chapitre VIII

Étude des fondations

VIII.1. Introduction.....	101
VIII.1.1Types de fondations.....	101
VIII.1.2. Choix du type de fondations.....	101
VIII.1.3. Étude de sol.....	102
VIII.1.4. Les combinaisons d'action.....	102
VIII.2-Calcul des semelles.....	102
VIII.2.1 Dimensionnement	102
VIII.2.2Type de la semelle.....	102
VIII.2.pré dimensionnement de la semelle.....	103
VIII.3- Calcul des longrines.....	108

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Fig.I.1 Vue en plan de la structure.....	2
Fig.I.2 : Evolution de la résistance du béton.....	4
Fig.I.3. : la résistance du béton à la traction	5
Fig I.4: Evolution du module de Young.....	6
Fig.I.5: Diagramme contrainte à l'ELU.....	7
Fig.I.6: Diagramme contrainte à l'ELS.....	7
Fig. I.7. : Diagramme contrainte de calcul de l'acier a l'ELU.....	9

Chapitre II

Fig II.1 poutre principale.....	10
Fig II.2 poutre secondaire.....	10
Fig II.3 plancher à corp creux	11
Fig II.4 : schéma d'un étage courant	13
FigII.5 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.....	14
Fig II.6 :Coupe d'un voile en élévation.....	17

Chapitre III

FigIII.1 : schéma des poutrelles.....	18
FigIII.2 :section de calcul.....	18
FigIII.3 : schéma statique de la poutrelle	21
Fig III.4 :Diagramme des Moments ELU et ELS.....	24
FigIII.5 : Diagramme des Efforts tranchants pour ELU et ELS.....	24
Fig III.6 :Section de calcul en travée.....	25
Fig III.7 :section de calcul en appuis	26
FigIII.8 :Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	29

Chapitre IV

Fig IV.1 : schéma d'acrotère.....	31	14.10
Fig IV.2 :diagrammes des Mf et Et de l'acrotère.....	32	
Fig IV.3 : section de calcul.....	33	
Fig IV.4 :Position du point d'application de Nu.....	33	
Fig IV.5 :schéma de ferrailage de l'acrotère.....	35	
Fig IV.6 : la composition d'escalier.....	36	
Fig IV.7 : coupe dessus d'escaliers	37	
Fig IV.8 :Schéma statique de l'escalier étage courant à ELU	39	
Fig IV.9 Diagramme de Mf étage courant ELU.....	40	
Fig IV.10 Diagramme de Et étage courant ELU.....	40	
Fig IV.10 Diagramme de Mf ELS.....	41	
Fig IV.11 Diagramme de Et ELS.....	41	
FigIV.12 :Coffrage et ferrailage des escaliers	44	
Fig IV.13 : Schéma statique de poutre palière	45	
Fig IV.14 Diagramme des Mf et Et.....	46	
Fig IV.15 : ferrailage dans la poutre palière.....	48	
FigIV.16 : Schéma statique du balcon.....	49	
Fig IV.17 : Schéma représentatif d'un balcon	50	
FigIV.18 : Schéma de ferrailage du balcon.....	51	

Chapitre V

Fig V.1 : squelette de notre structure.....	54
Fig V.2 distribution des forces.....	58

Chapitre VI

Fig.VI.1 : Schéma de ferrailage pour la poutre principale en travée et en appuis	70
Fig. VI-2 : Schéma de ferrailage pour la poutre secondaire en travée et en appui.....	71
Figure VI.3 : Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	72
Figure VI.4 : schéma de la zone nodale du poteau.....	73
Figure VI.5 : Espacement entre les armatures longitudinales d'un poteau.....	74
Figure VI.6 : Les armatures transversales.....	75
Figure VI.7 : Position du point d'application de l'effort normal N'1 (1er cas).....	78
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	84

Chapitre VII

Fig.VII.1: Répartition des voiles.....	85
Fig.VII. 2: Les sollicitations de calcul d'un voile.	86
Fig.VII.3: les sections de calcul	87
Fig.VII.4 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	87
Fig.VII.5: Section du calcul de voile suivant l'axe xx.....	88
Fig.VII.6 Moment par rapport aux armatures les moins tendues.....	89
Fig.VII.7 : Dessin du ferrailage du voile de contreventement.....	93
Fig.VII.8 : Schéma des contraintes de voile périphérique.....	94
Fig.VII.9: Schéma du panneau de la dalle appuyée sur 4 coté.....	95
Fig.VII.10: Enrobage.....	96
Fig.VII.11 : Section de calcul travée x-x	97
Fig.VII.12 : Section de calcul travée y-y	98
Fig.VII.13: Ferrailage du voile périphérique.	99

Chapitre VIII

Fig VIII.1. Schéma d'une semelle isolée.....	103
Fig.VIII.2:démonstration d'une semelle	104
Fig VIII.3: Schéma de ferrailage du semelle isolée	107
Figure VIII.4: ferrailage de coupe de longrine.....	108

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II

Tableau II.1 : charges du plancher terrasse.....	11
Tableau II.2 : charges du plancher étages courant	12
Tableau II.3 : charges des murs extérieurs	12
Tableau II.4: charges des murs intérieurs.....	12
Tableau II.5 : poids propre des planchers.....	15

Chapitre III

Tableau III.1 : évaluation des charges	20
Tableau III.2 : moments fléchissant et efforts tranchants de poutrelles.....	23
Tableau III.3 : vérification de l'effort tranchant au appuis.....	28
Tableau III.4 : vérification si les armatures transversales	28
Tableau III.5 : ferrailage de la poutre	44

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Les charges du paillasse	38
Tableau IV.2 : des charges de palier.....	39
Tableau IV.3 : l'effort tranchant et moments fléchissant	40
Tableau IV.4 de l'effort tranchant et moments fléchissant.....	41
Tableau IV.5 : les armatures d'escalier de chaque niv	43

Chapitre V

Tableau V.1 : Résultats des paramètres	58
Tableau V-2 : Distribution des forces horizontales par niveau.....	59
Tableau V.3 : Analyse modale spectrale.....	59

Chapitre VI

Tableau VI.1 : différents coefficients utilisés pour le ferrailage des poutres.....	62
Tableau VI.2 : sollicitations des poutres.....	64
Tableau VI.3 : ferrailages des poutres principales et secondaires.....	70
Tableau VI.4 : sollicitations des poteaux.....	75
Tableau VI.5 : application des conditions imposées.....	76
Tableau VI.6 : vérification de la position du point d'application de l'effort normale N.....	76
Tableau VI.7 : Tableau de calcul des armatures du poteau (35×35) cm ² à l'ELU.....	76
Tableau VI.8 : vérification de l'existence de la compression excentrée.....	76
Tableau VI.9 : Tableau de calcul de l'excentricité additionnelle.....	77
Tableau VI.10 : Tableau de calcul du coefficient α	77
Tableau VI.11 : Tableau des sollicitations majorées.....	77
Tableau VI.12 : la position du point d'application de N ¹	77
Tableau VI.13 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée.....	78
Tableau VI.16 : la position du point d'application de l'effort normale N.....	79
Tableau VI.17: la position du point d'application de l'effort normale N.....	80
Tableau VI.18 : sollicitations majorées.....	80
Tableau VI.12 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N ¹	80
Tableau VI.13 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée.....	81
Tableau VI.14 ferrailage des poteaux	83

Chapitre VII

Tableau. VII.1 : Les sollicitations de calcul du voile	88
Tableau.VII.2 : sollicitations (moment en appuis et travée)	96
Tableau VII.3 : ferrailage du voile périphérique.	99

Chapitre VIII

Tableau VIII.1 : Les forces appliquées sur la semelle.....	103
Tableau VIII.2 : Tableau de prédimensionnement de la semelle isolée.....	104
Tableau VIII.3 : choix de ferrailage des semelles.....	106

LISTES DES NOTATIONS

1. Majuscules romaines :

- A** : Coefficient d'accélération de zone.
- Aa** : Section d'armature en appui.
- Afc** : Section d'armature de flexion composée.
- Afs** : Section d'armature de flexion simple.
- Al** : Section d'armature longitudinale.
- A'l** : Section d'armature longitudinale comprimée.
- Amin** : Section d'armature minimale déterminée par les règles.
- Ap** : Section d'armature principale.
- Ar** : Section d'armature de répartition.
- As** : Section d'armature principale ou tendue.
- Aser** : Section d'armature d'état limite de service.
- At** : Section d'armature de travée ou transversale.
- Au** : Section d'armature d'état limite ultime de résistance.
- Ax** : Section d'armature du sens $x-x$.
- Ay** : Section d'armature du sens $y-y$.
- A'** : Section d'armature comprimée.
- A1** : Section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée.
- A2** : Section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée.
- Bc** : Section du béton comprimé.
- Br** : Section réduite du béton.
- Cp** : Facteur de force horizontale.
- Cs** : Coefficient de sécurité.
- Cr** : Charge de rupture.
- D** : Coefficient d'amplification dynamique.
- FA** : Action accidentelle.
- Fp** : Force horizontale agissant sur un élément non structural.
- G** : Action permanente.
- Gmax** : Action permanente défavorable.
- Gmin** : Action permanente favorable.
- H** : Hauteur.
- HA** : Armature à haute adhérence.
- I** : Moment d'inertie.
- If** : Moment d'inertie fictif.
- L** : Longueur.
- Le** : Longueur en élévation.
- Ln** : Entre-axes des nervures.
- P** : Moment fléchissant.
- Ma** : Moment fléchissant en appui.
- Md** : Moment fléchissant de la droite.
- Me** : Masse du câble ; Moment au centre de la section.
- Mg** : Moment fléchissant sous charge permanente ; Masse du treuil ; Moment dû au garde-corps.
- Mp** : Moment fléchissant totale ; Moment fléchissant dû à la charge d'exploitation seulement.
- Mser** : Moment fléchissant d'état limite de service.
- Mt** : Moment fléchissant de travée.
- Mu** : Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.
- Mw** : Moment fléchissant de la gauche.
- Mx** : Moment fléchissant du sens $x-x$.
- My** : Moment fléchissant du sens $y-y$.
- M1** : Moment par rapport aux armatures tendues ; Coefficient de Pigeaud.

M22 : Moment suivant le sens 2-2.

N : Effort normal.

Ne : Effort normal au centre de la section.

Npl : Effort normal dû au poids des planchers.

Npp : Effort normal dû au poids des poutres principales.

Nps : Effort normal dû au poids des poutres secondaires.

Nser : Effort normal d'état limite de service.

Nu : Effort normal d'état limite ultime de résistance.

P : Poids propre ; Périmètre.

Pq : Pénalités des critères de qualité.

Pr : Poids propre du radier.

Pt : Poussée des terres.

P' : Charge surfacique.

Q : Action variable quelconque ; Facteur de qualité.

R : Rayon ; Coefficient de comportement de la structure.

S : Surface.

Sr : Surface du radier.

T : Effort tranchant ; Diamètre d'armature longitudinale ; Moment de torsion.

Tx : Période fondamentale dans le sens $x-x$.

Ty : Période fondamentale dans le sens $y-y$.

Uc : Périmètre du contour.

V : Action sismique ; Effort horizontal.

Vt : Effort sismique à la base de la structure.

W : Poids total de la structure.

Wp : Poids de l'élément en considération.

1. Minuscules romaines :

a : Longueur ; Distance ; Dimension.

b : Largeur.

b0 : Largeur de la nervure.

b1 : Largeur de poteau ou d'ailette.

c : Enrobage.

d : Hauteur utile.

e : Excentricité ; Espacement.

f : Flèche.

fc : Contrainte caractéristique du béton à la compression.

fe : Limite élastique d'acier.

ft : Contrainte caractéristique du béton à la traction.

g : Giron de la marche.

h : Hauteur.

hc : Hauteur du corps creux.

hd : Hauteur de la dalle.

he : Hauteur libre.

ht : Hauteur totale.

h' : Hauteur de la zone nodale.

h1 : Hauteur du poteau.

i : Rayon de giration.

j : Nombre des jours.

l : Longueur ; Distance.

lf : Longueur de flambement.

lx : La petite dimension du panneau de la dalle.

ly : La grande dimension du panneau de la dalle.

l' : Longueur de la zone nodale.

q : Pression dynamique.

qeq : Charge linéaire équivalente.

q1 : Charge linéaire.

qser : Charge linéaire d'état limite de service.

qu : Charge linéaire d'état limite ultime de résistance ; Pression dynamique à une hauteur H au-dessus de sol.

q1 : Charge linéaire du palier.

q₂ : Charge linéaire de la paillasse.
s : Espacement.
t : Espacement ; Période.
x : Abscisse.
y : Ordonnée.
z : Bras de levier.

1. Minuscules grecques :

α : Angle ; Coefficient sans dimension.
γ : Coefficient partiel de sécurité ; Rapport des moments.
β : Coefficient sans dimension ; Coefficient de pondération.
ε : Coefficient de réponse.
η : Coefficient de fissuration relatif ; Facteur de correction d'amortissement.
θ : Déviation angulaire ; Coefficient sans dimension ; Coefficient globale dépendant du type de construction.
λ : Élanement mécanique d'un élément comprimé ; Coefficient sans dimension ; Rapport des dimensions.
μ : Coefficient sans dimension dit de perméabilité ; Moment réduit.
ν : Coefficient de poisson.
ρ : Rapport de deux dimensions ; Rapport de section d'armature à celle du béton.
σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
σ_{bc} : Contrainte de traction admissible de l'acier.
σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
σ_s : Contrainte de compression admissible du béton.
σ_{sol} : Contrainte du sol.
τ : Contrainte tangentielle.
τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
Ψ : Coefficient de pondération.
ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
δ : Coefficient de réduction ; Espacement des armatures transversales ; Déplacement.
φ : Angle de frottement.

2. Symboles :

Δ : Variation ; Rapport de deux déplacements horizontaux.
Σ : Somme.
∅ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudé.
Ω : Aire.



Chapitre I

Introduction et hypothèses de calcul

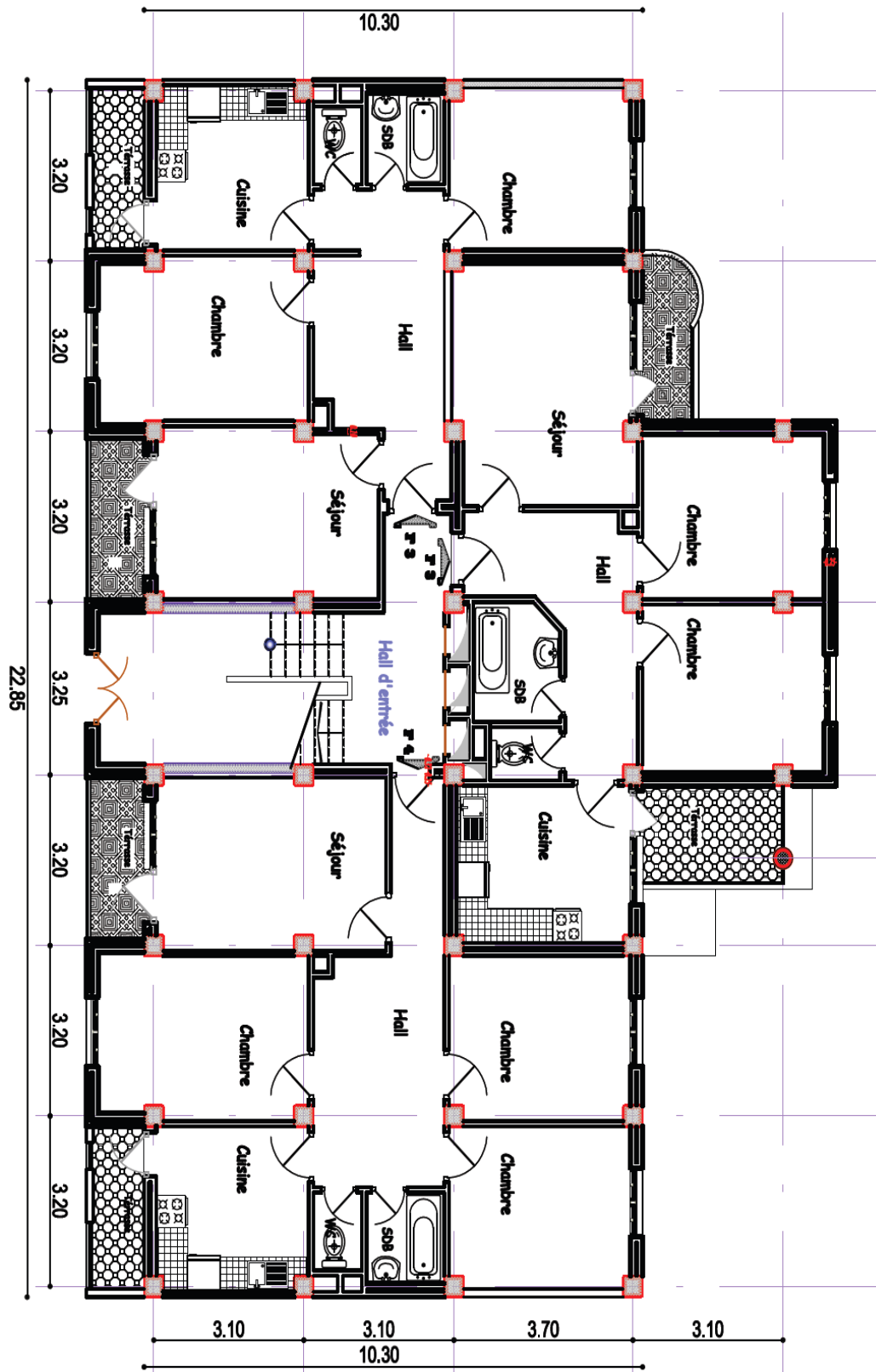
Façade Principale



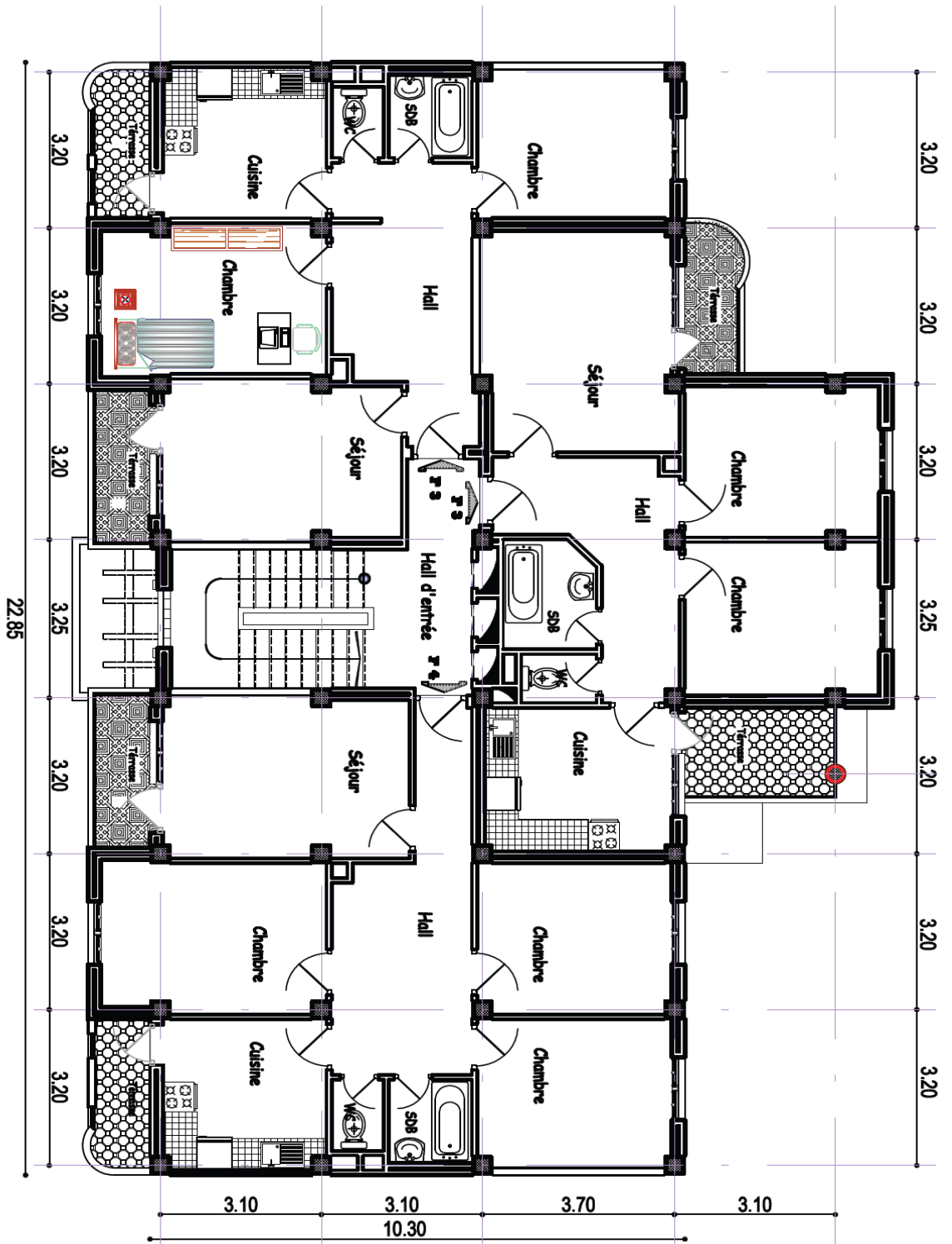
Façade Postérieure



Plan de Rez de chaussée



Plan Etage Courant



I.1) INTRODUCTION :

La conception et le calcul des ouvrages seront conformes aux prescriptions réglementaires Algériennes en vigueur, à savoir le **DTR : B.C.2-48 (règlement parasismique Algérien R.P.A. 99/ version 2003)** et le **DTR : B.C.2-41 (règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93)**

I.2) Présentation de L'ouvrage :

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment composé d'un RDC plus 4 étages dont l'ensemble des niveaux a usage d'habitation

- Le projet est implanté à **MOHAMMADIA**, commune de **MOHAMMADIA**, wilaya de MASCARA, ou la zone d'implantation est considérée à sismicité moyenne (zone **II.a**) selon la classification sismique donnée par le règlement parasismique Algérien RPA 99/ version 2003 (art 3.1).
- Le projet peut être classé dans le **groupe 2** selon son importance.
- La structure porteuse est constituée par des **portiques** en béton armé (poteaux –poutres)
- La stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales, notamment les charges sismiques, est assurée par des portiques contreventés par des voiles en béton armé (RPA art 3.4).

I.2.1) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Largeur en plan = 13.35m.
- La longueur en plan = 22,85m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) = 15.30m.
- La hauteur d'acrotère = 0,50m.
- Hauteur de RDC = 3,06m.
- Hauteur d'étages courant = 3,06m.

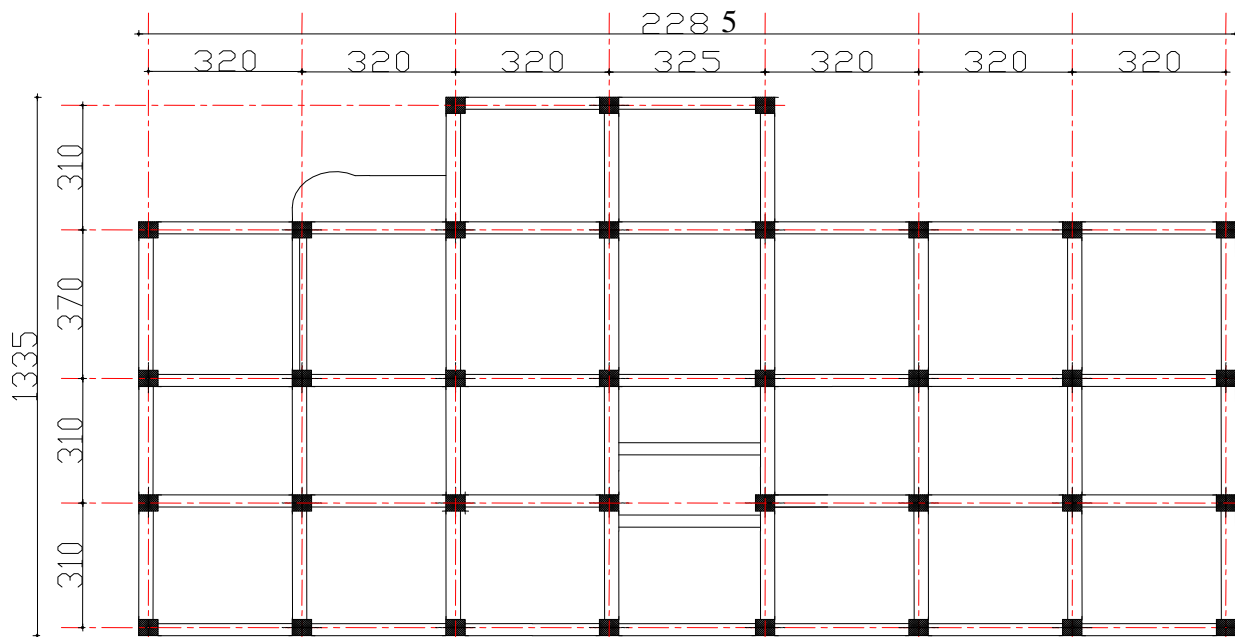


Fig.I.1 : Vue en plan de la structure

I.2.2) Caractéristique du sol d'implantation :

- D'après l'article 3.3 du RPA99 version 2003 La structure à étudier est implantée dans un site de **catégorie S2** (site ferme).
- L'ouvrage d'implantation appartient au **groupe d'usage 2** (hauteur totale du bâtiment < 20m)
- Le terrain est relativement **plat**.
- D'après les sondages faits sur site (essais in situ) par LTPO d'ORAN, Les résultats on constatés que la formation géologique du site est relativement homogène constituée d'une formation de sable marron jaunâtre, et déterminer une Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.8\text{bars}$;

I.2.3) Description de l'ossature :

1. Le plancher :

Le plancher choisit pour tous les étages est de type corps creux d'épaisseur 20cm (16+4) avec poutrelles coulées sur place et dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Le RDC et les étages courants sont réservés à l'habitation il y a trois logements dans chaque étage deux logements de type F3 et une de type F4.

La terrasse est inaccessible entourée par une acrotère de hauteur 0.5m.

2. Escalier :

Le bâtiment comporte un seul type d'escalier de deux volées et un seul palier de repos

3. Maçonnerie :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

4. L'infrastructure :

Ce bâtiment est implanté sur un sol ferme, le mode de fondation sera de type superficiel constituée des semelles isolées sous poteaux, et encrées à partir de 1.5m de profondeur par rapport au niveau du terrain naturel.

5. Balcon :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine .

I.2.4. Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :

Les règles de calcul B.A.E.L91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 300kg/m^2 .

I.2.5. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (efforts normal et effort tranchant)

et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions obtenus

Grâce à des méthodes appropriées.

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure

Un modèle élastique et linéaire. On emploie les procédés de la mécanique des structures à partir des combinaisons d'actions.

Pour la détermination des inconnues hyperstatiques, on prend en compte la section totale de béton seul, les pièces sont supposées non-fissurées et sans armatures.

I.3) CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I.3.1) Le béton :

1. Matières constitutives du béton :

La composition courante d'1m3 de béton est la suivante :

- ciment utiliséCPJ (dosage 350 kg / m³) ;
- Sable400 litres / m3 (DS ≤ 0,5 mm) ;
- gravier800 litres / m3 ((de 3/8; 8/15; 15/25mm)
- l'eau de gâchage160 à 180 litres / m³

2. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

Masse volumique : Elle varie entre 2.2à 2.5t/m³ suivant la qualité d'acier mise dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à 2.5t/m³.

- **Résistance à la compression :**

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} ≤ 40MPa
 - $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ si j < 60 jours.
 - $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ si j > 60 jours.
- Pour des résistances f_{c28} > 40MPa
 - $f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0,95j} f_{c28}$ si j < 28 jours.
 - $f_{cj} = f_{c28}$ si j > 28 jours

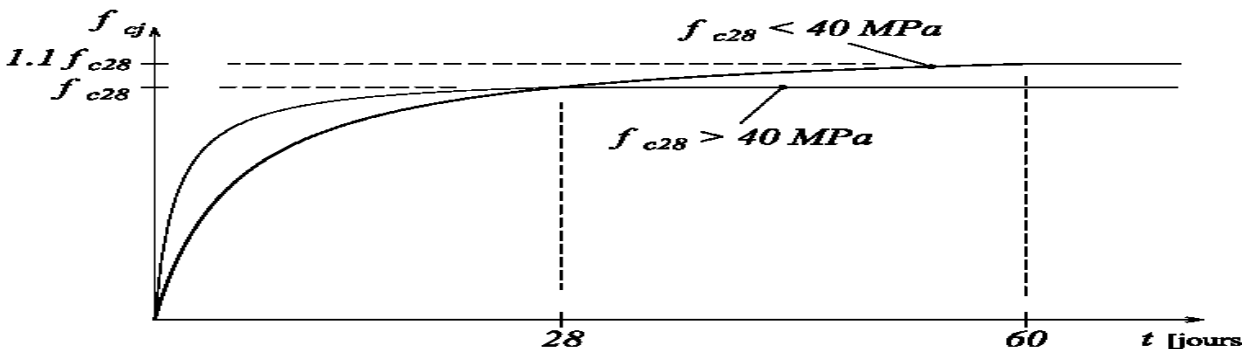


Fig.I.2 : Evolution de la résistance du béton f_{cj}

Soit la résistance caractéristique à la compression du béton déterminée à partir d'essais

$$f_{c28} = 25\text{MPa}.$$

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être de 15 MPa quand on utilise des aciers de Haute adhérence et 12 MPa lorsque l'on utilise des aciers lisse.

- **Résistance à la traction :**

Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ si $f_{c28} \leq 60\text{Mpa}$.
- $f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3}$ si $f_{c28} > 60\text{Mpa}$

Dons notre cas $f_{t28} = 0,6+0,06(25) = 2,10\text{MPa}$

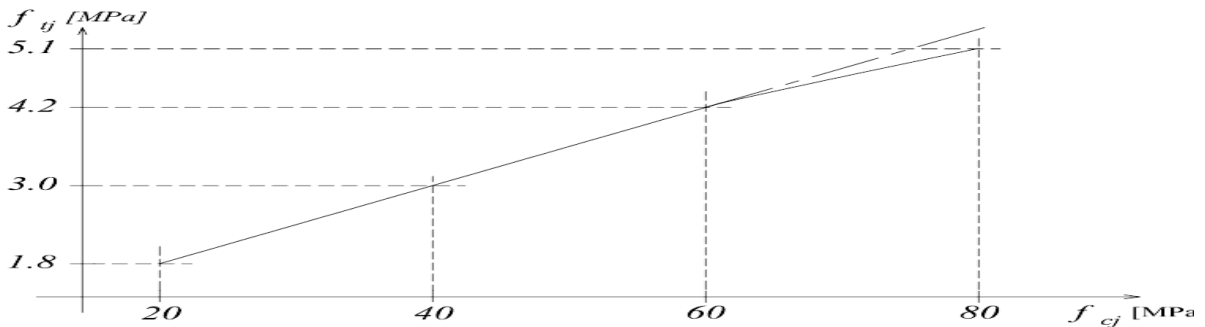


Fig.I.3. : la résistance du béton à la traction

- **Modules de déformation longitudinale :**

a) **Le module de Young différé :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application les déformations longitudinales complémentaires dues fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquée au même âge.

Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$\left\{ \begin{array}{ll} E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Ma.} \\ E_{vj} = 4\,400 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6\,100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice} \end{array} \right.$$

Dans notre cas $E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3} = 3700(25^{1/3}) = 10\,818,86 \text{ MPa}$

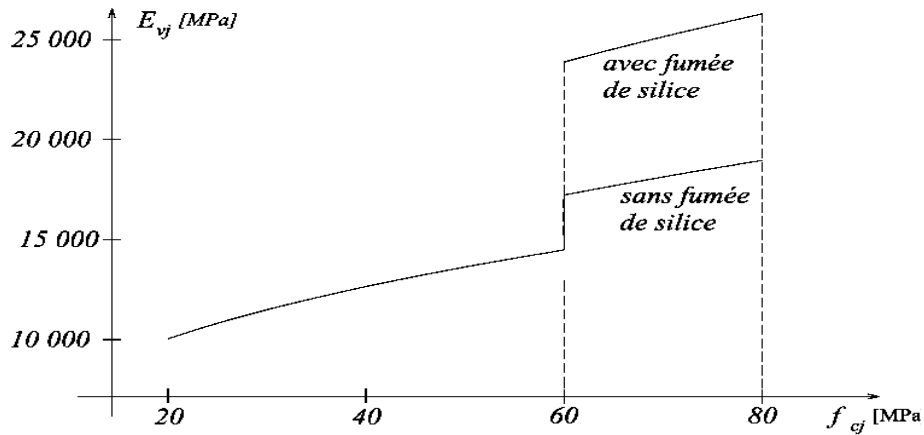


Fig I.4: Evolution du module de Young

b) Le module de Young instantané :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application < 24h on admet a défaut de mesure qu'a l'age de j jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj}^{1/3})$$

En général E_{ij} est pris égal à trois fois le module différée $E_{ij} = 3E_{vj}$

Dans notre cas $E_{ij} = 3 \times 10\ 818,86 = 32\ 456,595\text{MPa}$

- **Coefficient de poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν".

- Conformément au règlement [DTR]:

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU)
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

- **Contraintes limites :**

a) Etat limite ultime de béton :

Pour les calculs `a l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure II-6.

Les déformations du béton sont :

- $\sigma_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- $\sigma_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40\text{Mpa.} \end{cases}$

la valeur de calcul de la résistance en compression du béton $f_{bc u}$ est donnée par:

$$\sigma_{bc u} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

O'u :

- γ_b le coefficient de sécurité partiel et vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles,
- θ 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.
 - $\theta = 0,85$ dans les autres cas .

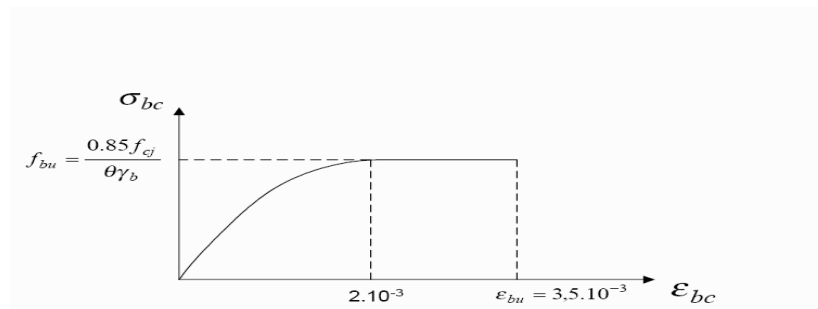


Fig.I.5: Diagramme contrainte à l'ELU.

Dans notre cas :

$$\sigma_{bc u} = 14,17\text{MPa} \quad (\text{cas fondamental})$$

$$\sigma_{bc u} = 18,45\text{MPa} \quad (\text{cas accidentelle})$$

b) Etat limite de service du béton :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.

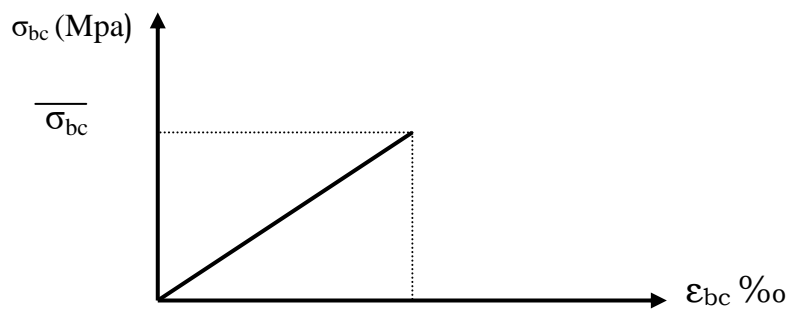


Fig.I.6: Diagramme contrainte à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc s} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc s} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau \leq \overline{\tau}$

- $\overline{\tau} = \min (0.13 f_{cj} ; 4 \text{ Mpa})$.
- $\overline{\tau} = \min (0.10 f_{cj} ; 3 \text{ Mpa})$.

I.3.2) L'Acier :

- **Définition :**

Comme nous l'avons parler dans le chapitre précédant l'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élancements faibles.

Dans ce qui suit le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égale à 200.000 MPa.

- **Contraintes à l'état limite ultime de l'acier :**

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur la figure II-8

Pour un acier a haute adhérence ayant $f_e = 400\text{MPa}$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s$$

γ_s : coefficient de sécurité (=1 cas situation accidentelles; 1.15 cas général)

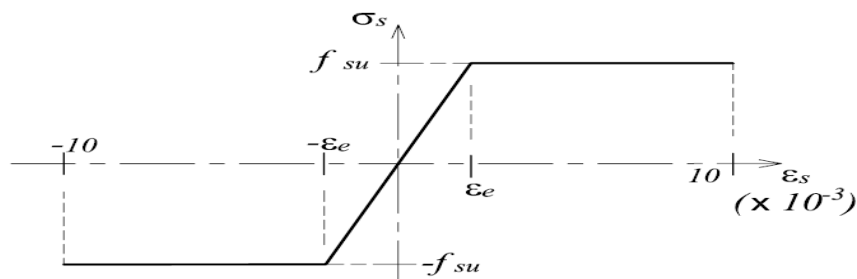


Fig. I.8. : Diagramme contrainte de calcul de l'acier a l'ELU.

Dans notre cas $\sigma_s = 348\text{MPa}$ et $\epsilon_{es} = 348/200000$ $\epsilon_{es} = 1.74\text{‰}$

- **Contraintes à l'état limite de service de l'acier :**

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{2} f_e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

η : coefficient de fissuration (=1 pour RL , =1.6 pour HA).

- La limite élastique de l'acier à Haute adhérence $f_e = 400\text{Mpa}$.

I.4) LES COMBINAISONS DE CALCUL :

Pour les combinaisons des actions, nous nous sommes référés au règlement algérien

RPA99/version 2003 et au **BAEL 91** ; qui les définit comme suit :

• **Cas fondamental**

1. $1,35G+1,5Q$ état limite ultime (ELU)
2. $G+Q$ état limite service (ELS)

• **Cas accidentel**

Les poteaux :

1. $0,8G \pm E$

Les poutres :

2. $G + Q \pm E$
3. $0,8G \pm E$

I.5) LES RÈGLES UTILISER :

Tous les calculs utilisés dans cette étude sont basés sur les règlements suivants :

- B.A.E.L 91 (Béton Aux Etats Limites 91)
- R.P.A 99 version 2003 (Règles Parasismique Algérienne de 1993)
- C.B.A 93 (règles de conception et de Calcul des structure en Béton Armé de1993)

A decorative frame resembling a scroll, with a vertical bar on the left and rounded corners on the right. The text is centered within this frame.

Chapitre II

Pré dimensionnements des éléments résistants

II.1) PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

La hauteur des poutres est déterminée par : $L/15 \leq h_p \leq L/10$

Dont $\left\{ \begin{array}{l} h_p : \text{ la hauteur de la poutre} \\ L : \text{ la portée maximale de la poutre (entre axe d'appuis).} \end{array} \right.$

D'après le RPA99/version 2003; les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

Zone IIa $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right.$

II.1.1) Poutres principales sens (Y-Y) :

- **Hauteur de la poutre**

$L_{\max} = 370\text{cm} \implies 370/15 \leq h_p \leq 370/10$
 $\implies 25\text{cm} \leq h_p \leq 37\text{cm}$ on prend : **$h = 35\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$**

Vérification

$\left\{ \begin{array}{ll} h = 35\text{cm} > 30\text{cm} & \text{vérifiée} \\ b = 30\text{cm} > 20\text{cm} & \text{vérifiée} \\ h/b = 1.16 < 4 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$
 La section adoptée pour la poutre principale est **$(30 \times 35)\text{cm}^2$**

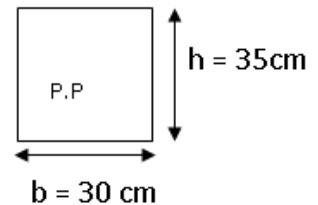


Fig II.1 : poutre principale

II.1.2) Poutres secondaires sens (X-X) :

- **Hauteur de la poutre**

$L_{\max} = 325\text{cm} \implies 325/15 \leq h_p \leq 325/10$
 $\implies 22\text{cm} \leq h_p \leq 32.5\text{cm}$ on prend ; **$h = 30\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$**

Vérification

$\left\{ \begin{array}{ll} h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} & \text{vérifiée} \\ b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} & \text{vérifiée} \\ h/b = 1 < 4 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$

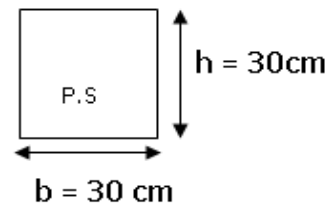


Fig II.2 : poutre secondaire

La section adoptée pour la poutre secondaire est **$(30 \times 30)\text{cm}^2$**

II.2) PRÉ DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER :

La hauteur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante:

$$L/25 \leq h_t \leq L/20 \quad [\text{BAEL91} / 7.6.8, 424]$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{portée maximale entre nus d'appuis dans la direction des poutrelles} \\ h_t : \text{la hauteur totale du plancher} \end{array} \right.$

On a $L = 3.25\text{m} = 325\text{cm}$

$$\Rightarrow h_t \geq L/22.5 \quad \Rightarrow h_t = 14.44\text{cm} \sim 20\text{cm}$$

Donc notre plancher est à corps creux de type (16+4)

$\left\{ \begin{array}{l} h = 16\text{cm} \longrightarrow \text{corps creux} \\ h_0 = 4\text{cm} \longrightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 20\text{cm} \longrightarrow \text{la hauteur totale du plancher.} \end{array} \right.$

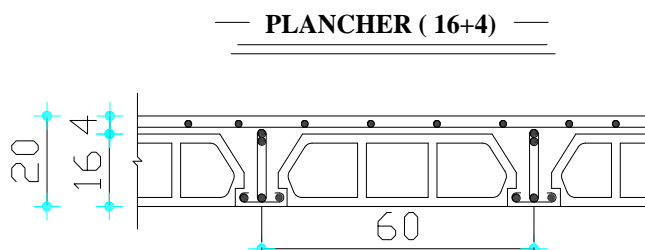


Fig II.3 : plancher à corps creux

II.2.1) Descente des charges :

A. Plancher terrasse inaccessible :

N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Protection gravillon	20	0,05	1	
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12	
3	Forme de pente	22	0,1	2,20	
4	Isolation thermique en Polystyrène	4	0,04	0,16	
5	Dalle en corps creux (16+4)	/	/	2,8	
6	Enduit en plâtre	10	0,01	0,10	
Charge Permanente G				6,38	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q				1,00	(KN/m²)

Tableau II.1 : charges du plancher terrasse

B. Plancher étage courant :

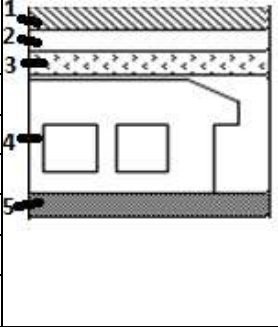
N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Dalle de sol	/	/	0,20	
2	Mortier de pose	/	0,01	0,20	
3	Mortier de liant	18	0,01	0,18	
4	Dalle en corps creux (16+4)	/	/	2,8	
5	Enduit en plâtre	10	0,01	0,10	
6	Cloisons intérieures	10	0,1	1,00	
Charge permanent G				4,48	(KN/m ²)
Charge d'exploitation Q				1,50	(KN/m ²)

Tableau II.2 : charges du plancher étages courant

II.3) Maçonnerie :

a) Murs extérieurs : (double paroi en briques creuses) :

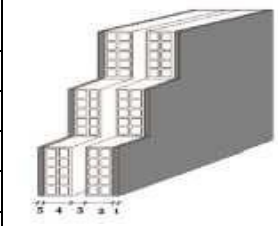
N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Enduit en ciment	18	0,02	0,36	
2	Brique creuse	9	0,15	1,30	
3	Lame d'air	0	0,05	0,00	
4	Brique creuse	9	0,10	0,90	
5	Enduit ciment	18	0,02	0,36	
Charge permanent G				2,92	(KN/m ²)

Tableau II.3 : charges des murs extérieurs

b) Murs intérieurs : (une seule paroi en briques creuses) :

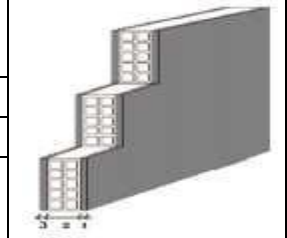
N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Enduit en ciment	18	0,02	0,36	
2	Brique creuse	9	0,1	0,9	
3	Enduit ciment	18	0,02	0,36	
Charge permanent G				1,62	(KN/m ²)

Tableau II.4: charges des murs intérieurs

II.4) PRÈ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centré, les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton .

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon trois critères :

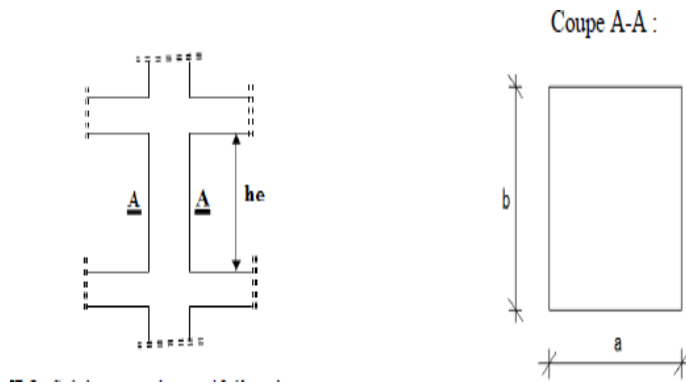


Fig II.4 : schéma représentatif d'un étage courant

- Critère de rigidité
- Critère de flambement
- Critère imposé par le RPA 99 pour la zone II

$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Min} (a, b) \geq 25\text{cm} \\ - \text{Min} (a, b) \geq h_e/20 \text{ cm} \\ - 1/4 < a/b < 4 \end{array} \right. \quad \text{avec } h_e \text{ hauteur d'étage}$$

- Longueur de flambement L_f

Puisque le poteau est encastré dans un massif de fondation, et il est assemblé à des poutres on prend $L_f = 0.7 L_0$ et $L_0 = 3.06\text{m}$ → $L_f = 2.14\text{m}$

- L'élancement λ

C'est le rapport de la longueur de flambement L_f par le rayon de giration i

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

$$i = \sqrt{I / A} \quad \text{avec } A : \text{aire de la section du béton}$$

$$I : \text{moment d'inertie minimal de section} = \frac{bh^3}{12}$$

- Calcul de la section réduite

D'après les règles BAEL 91 la section réduite B_r est donnée comme suite :

$$B_r \geq \beta N_u / [(f_{bc}/0.9) + 0.85f_e/100\gamma_s]$$

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

$$f_{bc} : 0.85f_{c28}/\gamma_b = 14.2 \text{ MPa.}$$

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

$$\gamma_b : 1,5 ; \gamma_s : 1,15.$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend

$$\text{les valeurs : } \beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \rightarrow \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0.85\lambda^2/1500 \rightarrow \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

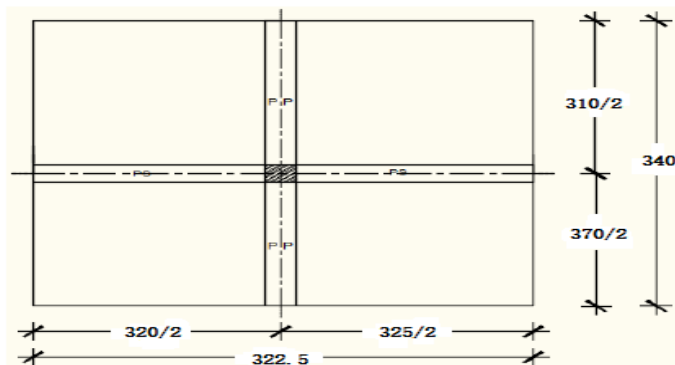
On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'ou : $\beta = 1.2$

Donc

$$B_r \geq 1.2 N_u / [(14.2/0.9) + 0.85 * (0.8/100) * 348] 10^3 \rightarrow B_r \geq 0.6613690 N_u$$

Puisque la section est rectangulaire alors on considère que $a < b$ et

$$B_r = (a-2)(b-2) \rightarrow B_r = (b - 2)^2 \geq 0.6613690 N_u$$



FigII.5 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.

- **Détermination de la surface et la longueur afférente**

Pour le dimensionnement on adoptera le poteau central le plus chargé et qui a une surface afférente importante

- **Longueur afférente**

$$L_{\text{aff}} \text{ Poutre Principale} = (310+370)/2 = \mathbf{3,40m}$$

$$L_{\text{aff}} \text{ Poutre Secondaire} = (320+325)/2 = \mathbf{3.23m}$$

- **Surface afférente**

$$S_{\text{aff}} = (3,40) \times (3,23) = \mathbf{10.98 \text{ m}^2}$$

- **Poids propre des poutres principales et secondaires :**

$$P_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.35 = \mathbf{2.625 \text{ KN/ml}}$$

$$P_{ps} = 25 \times 0.30 \times 0.30 = \mathbf{2.25 \text{ KN/ml}}$$

- **Poids total des poutres principales et secondaires**

$$P_t = p_p \times L_{\text{aff}}(p_p) + p_s \times L_{\text{aff}}(p_s) = (3,40 \times 2,625) + (3,23 \times 2,25) \rightarrow \mathbf{P_t = 16.20 \text{ KN}}$$

$$NP = 1,35 \times P_t \times n \text{ Avec : } n = \text{Nombre de plancher} = 5 \text{ NP} \rightarrow NP = 1,35 \times 16,20 \times 5$$

$$\mathbf{NP = 109.30 \text{ KN}}$$

- **Poids propre des planchers**

Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Terrasse	6,38	1,00
3° Etage	10,86	2,50
2° Etage	15,34	3,85
1° Etage	19,82	5,05
RDC	24,3	6,10

Tableau II.5 : poids propre des planchers

$$G_{\text{cumulé}} = 24.3 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{cumulé}} = 6.10 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times G_{\text{cumulé}} + 1,5 \times Q_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 \times 24,3) + (1,5 \times 6,1)] \times 10,98 \Rightarrow N_{\text{plancher}} = 460,6659 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{\text{plancher}} + N_p) = 1,15 \times (460,6659 + 109,30) \Rightarrow N_u = 655,461 \text{ KN.}$$

• La section réduite de béton : $Br \geq 0,6613690 N_u$

$$Br \geq 0,6613690 \times 655,461 = 433,63 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq 433,63 \text{ cm}^2$$

Pérennant une section carrée pour le poteau :

$$B_r = (a-2)^2 \geq \sqrt{(433,63)} \Rightarrow a=b= 23 \text{ cm}$$

Donc on choisit **(35x35)** cm² pour la section de poteau du RDC et on doit faire la vérification suivante représenté au tableau

Vérification zone IIa

$$\begin{cases} - \text{Min}(a, b) \geq 25 & \rightarrow 35 \geq 25 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ - 1/4 < b_1/h_1 < 4 & \rightarrow 1 < 4 & \text{vérifiée} \\ - \text{Min}(a, b) \geq L_0/20 & \rightarrow 35 \geq 15,3 & \text{vérifiée} \end{cases}$$

- **Condition de flambement**

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a}$$

$$\lambda = (214 \times 3,46) / 35 = 21,20 < 35$$

Le poteau sera calculé à la flexion composée sous l'effort d'une charge excentrée.

II.5) PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de [RPA 99]. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le [RPA 99] article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : $(L \geq 4e)$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

- L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités c.à.d. : Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de [RPA99] :

$$e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

a. Voiles de contreventement :

A partir de la hauteur d'étage $h_t = 3,06$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

- $e \geq h_e/25 \rightarrow e \geq 286/25 \Rightarrow e \geq 11.44$ cm
- $e \geq h_e/22 \rightarrow e \geq 286/22 \Rightarrow e \geq 13$ cm
- $e \geq h_e/20 \rightarrow e \geq 286/20 \Rightarrow e \geq 14.30$ cm

on adopte: $e = 15$ cm

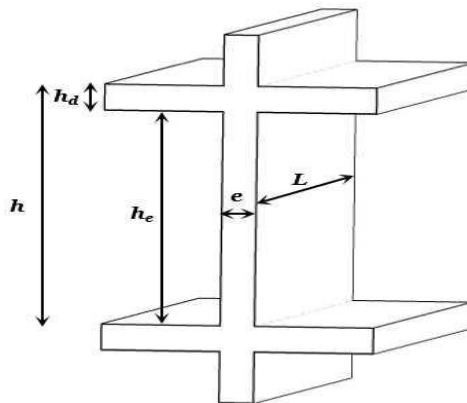


Fig II.6 : Coupe d'un voile en élévation

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded corners. The scroll is unrolled, showing a white interior. The top and bottom edges are slightly curved, and the left and right edges are straight. There are small grey circular accents at the top-left and top-right corners, suggesting the scroll is being held or unrolled.

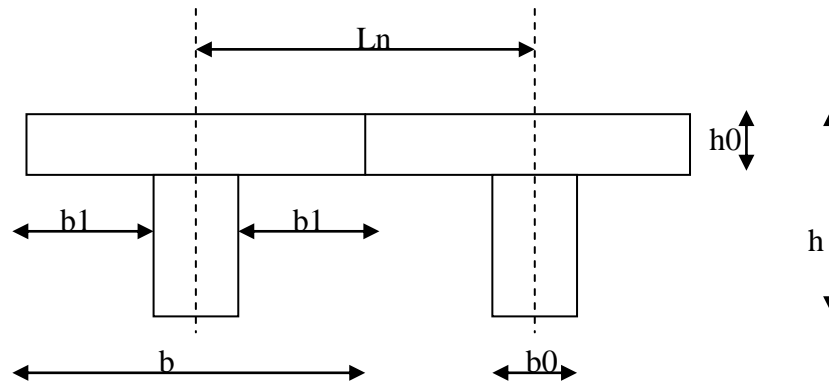
Chapitre III

Etude des planchers

III.1) PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES

Comme nous l’avons dit au chapitre précédent la hauteur total du plancher est = 20cm, dont 4cm l’épaisseur de la dalle de compression, et 16cm l’épaisseur du corps creux.

Les poutrelles sont disposées dans le sens transversale (suivant Y).et ils travaillent comme une section en T



FigIII.1 : schéma des poutrelles

- **Détermination de b_0 :**

$$0.4 h_t \leq b_0 \leq 0.8 h_t$$

$$0.4 \times 20 \leq b_0 \leq 0.8 \times 20$$

$$8\text{cm} \leq b_0 \leq 16\text{cm}$$

$$b_0 = 12\text{cm}$$

- **Détermination de la largeur b de la table de compression :**

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min \{ (L_1 - b_0)/2 ; L/10 ; (6 \text{ à } 8) h_0 \}$$

Avec L_1 : la longueur de l’hourdis (= 60cm par les normes algérienne)

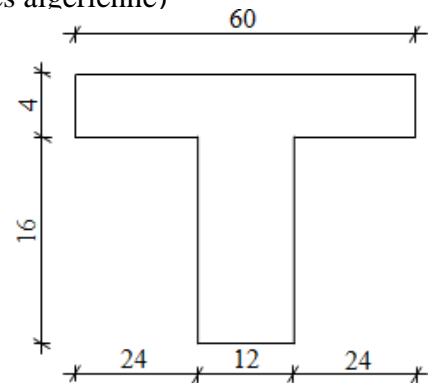
L : la longueur de la grande portée

$$b_1 = \min [(60-12)/2 ; 370/10 ; (6 \times 4)]$$

$$b_1 = \min [24 ; 37 ; 24]$$

$$b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } b = 2 \times 24 + 12 \text{ donc } b = 60 \text{ cm}$$



FigIII.2 :section de calcul

III.2) FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION

Les conditions posée par le BAEL91 doivent respectées

- Le ferrailage doit être exécuté par un quadrillage en treillis soudés dont les dimensions ne doivent pas dépasser
 - 20cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures $A_{\perp} B$
 - 30cm pour les armatures parallèles aux nervures $A // B$
- Lorsque la distance entre axes des nervures L_n est :
 - $L_n \leq 50 \text{ cm}$ soit $\begin{cases} A_{\perp} \geq 200/f_e \\ A // \geq A_{\perp}/2 \end{cases}$
 - $50 < L_n \leq 80 \text{ cm}$ soit $\begin{cases} A_{\perp} \geq 4 L_n/f_e \\ A // \geq A_{\perp} /2 \end{cases}$

Puisque $L_n = 60\text{cm}$ on adoptera le diamètre des treillis soudés pour le ferrailage comme suite

$$\Phi 6 \leq 6\text{mm} \rightarrow \text{acier TLE 520} \rightarrow f_e = 520\text{Mpa}$$

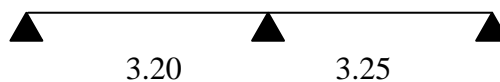
$$\begin{cases} - A_{\perp} = 4 \cdot 60 / 520 = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{choix } 5\Phi 5 \Rightarrow A_{\perp} = \mathbf{0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ - A // \geq 0.98 / 2 = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{choix } 5\Phi 5 \Rightarrow A // = \mathbf{0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}} \end{cases}$$

Pour un choix pratique, on va adopter pour un treillis soudé $\Phi 5$ de section $(15 \cdot 15)\text{cm}^2$.

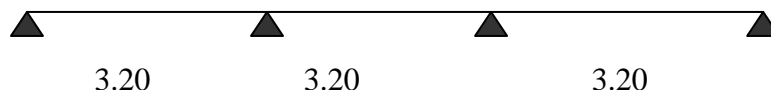
III.3) LES POUTRELLES :

- **Types de poutrelles**

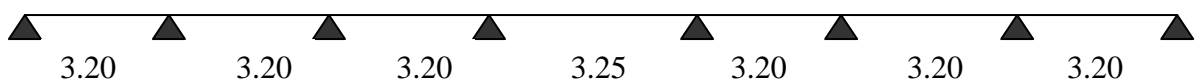
1^{er} type Poutrelles sur 3 appuis et deux travées (plancher étage courant + plancher terrasse)



2^{eme} type Poutrelles sur 4 appuis et trois travées (plancher étage courant + plancher terrasse)



3^{eme} type Poutrelles sur 8 appuis et sept travées (plancher étage courant + plancher terrasse)



III.3.1) Méthodes Utilisées :

- **Méthode forfaitaire :**

(Vérification des conditions pour les 3 types)

- | | |
|---|-----------------|
| 1) $Q=150 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 448; 500) \text{ daN/m}^2$ | vérifiée |
| 2) $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25 \rightarrow 3.2/3.25 = 0.98 \text{ et } 3.25/3.2 = 1.01$ | vérifiée |
| 3) puisque les sections sont constante \rightarrow les moments d'inerties sont constante | vérifiée |
| 4) la fissuration est considérée comme peu nuisible | vérifiée |

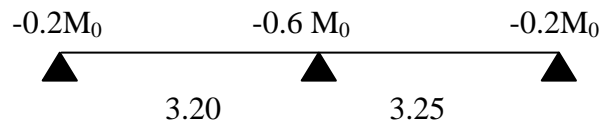
D'après le BAEL 91 la valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins = à

- 0.2 M0 au niveau des appuis de rive
- 0.6 M0 pour une poutre à deux travées
- 0.5 M0 pour les appuis voisin des poutres de rive (+de 2 travées)
- 0.4 M0 pour les autres travées intermédiaires

III.3.2) Évaluation des charges :

Niveaux (Plancher)	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)	$q_u = (1.35G + 1.5Q) * 0.6$ (daN/m ²)	$q_{ser} = (G+Q) * 0.6$ (daN/m ²)
Terrasse	638	100	606,78	442,8
Étage courant	448	150	497,88	358,8

Tableau III.1 : évaluation des charges

III.3.3) Calcul des sollicitations**a) Plancher Etage courant :**- Etude du 1^{er} Type a l'E.L.U :

FigIII.3 : schéma statique de la poutrelle

- **Moment maximum de la travée isostatique**

$$M_0 = (qu / L^2) / 8$$

$$M_{01} = 497.88 * 3.2^2 / 8 = 637.3 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Travée AB}$$

$$M_{02} = 497.88 * 3.25^2 / 8 = 657.4 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Travée BC}$$

- **Moment aux niveaux des appuis**

Appuis A : $M_1 = -0.2M_{01} = -0.2 * 637.3 = -127.5 \text{ daN.m}$

Appuis B : $M_2 = -0.6M_{02} = -0.6 * 657.4 = -394.41 \text{ daN.m}$

Appuis C : $M_3 = -0.2M_{03} = -0.2 * 657.4 = -131.5 \text{ daN.m}$

- **Moment aux niveaux des travées**

$$\alpha = Q / (Q + G) = 150 / (150 + 448) = 0.251$$

travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} + (M_1 + M_2) / 2 \geq \max \{ 1.05 * M_{01} ; (1 + 0.3 \alpha) M_{01} \} \\ M_{t1} \geq (1.2 + 0.3 \alpha) M_{01} / 2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 667.3 \geq 685.24 \text{ Condition non-vérifiée} \end{array} \right.$$

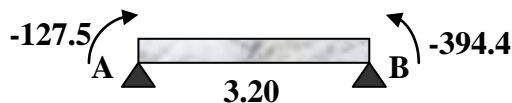
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} \geq (1.2 + 0.3 * \alpha) 637.3 / 2 = 406.4 \text{ daN.m} \end{array} \right. \quad \text{soit } M_{t1} = 424.3 \text{ daN.m}$$

travée B-C

$$\left\{ \begin{array}{l} 682.1 \geq 706.82 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2} \geq (1.2 + 0.3 \alpha) 657.4 / 2 = 419.2 \end{array} \right. \quad \text{soit } M_{t2} = 443.88 \text{ daN.m}$$

- L'efforts tranchants

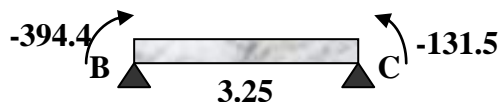
travée A-B

$$T_g = (Q_u * L_i) / 2 + (|M_{i-1}| + |M_i|) / L_i$$

Sinon, en prenant la valeur absolue de l'effort tranchant sur l'appui 1 ou 2 dans la travée de référence, on majore forfaitairement les efforts tranchants dans les appuis voisins de rive suivant l'Excel

$$R_A = 796.61 \text{ daN}$$

$$R_{Bg} = -916.10 \text{ daN}$$

travée B-C

$$R_{Bd} = 930.41 \text{ daN}$$

$$R_C = 809.06 \text{ daN}$$

- Etude du 1^{er} Type à E.L.S

- Moment maximum de la travée isostatique

$$K = (1.35G + 1.5Q) / (G + Q)$$

$$K = 1.388$$

$$M_{01} = (358.8 * 3.2^2) / 8 = 459.3 \text{ daN.m}$$

$$M_{02} = (358.8 * 3.25^2) / 8 = 473.73 \text{ daN.m}$$

- Moment aux niveaux des appuis

$$\text{Appuis A : } M_1 = -0.2 * 459.3 = -91.85 \text{ daN.m}$$

$$\text{Appuis B : } M_2 = -0.6 * 473.73 = -284.24 \text{ daN.m}$$

$$\text{Appuis C : } M_3 = -0.2 * 473.73 = -94.75 \text{ daN.m}$$

- Moment aux niveaux des travées

Travée A-B

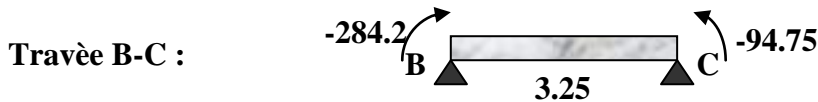
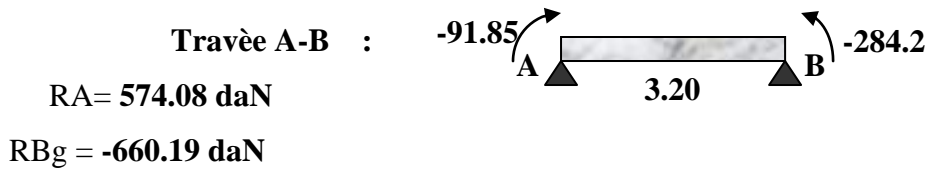
$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t1} = (M_1 + M_2) / 2 \geq \max \{ 1.05 * M_{01} ; (1 + 0.3 \alpha) M_{01} \} \\ \bullet M_{t1} \geq (1.2 + 0.3 \alpha) M_{01} / 2 \end{array} \right.$$

- $480.88 \text{ daN.m} \geq 493.82 \text{ daN.m}$ **Condition non-vérifiée**
- $M_{t1} = 292.9 \text{ daN.m}$ soit $M_{t1} = 305.78 \text{ daN.m}$

Travée B-C

- $491.55 \text{ daN.m} \geq 706.82 \text{ daN.m}$ **Condition non-vérifiée**
- $M_{t2} = 302.07 \text{ daN.m}$ soit $M_{t2} = 517.33 \text{ daN.m}$

• **L'efforts tranchant**



$R_{Bd} = 670.51 \text{ daN}$

$R_C = -583.05 \text{ daN}$

Remarque : L'Étude des autres types ce fait de la même façon

Type de plancher	Type de poutrelle	Méthode de calcul	Moment en appuis [daN.m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchant [daN]
			ELU	ELS	ELU	ELS	
Étage courant	Type 1	Forfaitaire	-394.41	-284.24	443.88	517.33	930.41
	Type 2	Forfaitaire	-318.80	-229.63	462.19	333.08	876.27
	Type 3	Forfaitaire	-318.64	-229.63	443.88	333.08	876.27
Terrasse inaccessible	Type 1	Forfaitaire	-480.68	-350.78	520.74	607.34	1133.92
	Type 2	Forfaitaire	-388.34	-283.39	543.67	396.75	1067.93

Tableau III.2 : moments fléchissant et efforts tranchants de poutrelles.

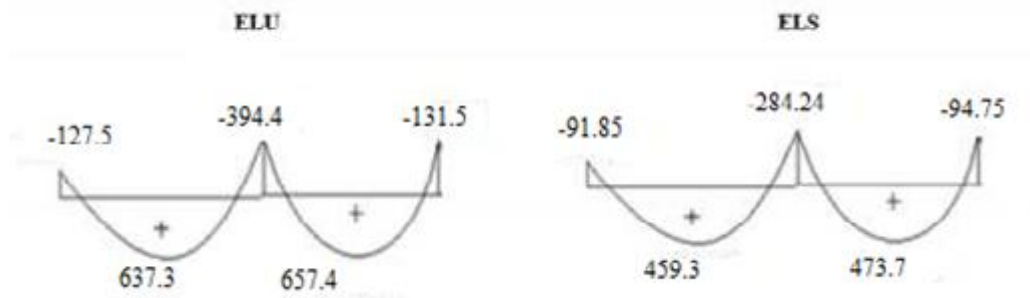


Fig III.4 :Diagramme des Moments fléchissant pour le 1^{er} type Etage courant ELU et ELS



FigIII.5 : Diagramme des Efforts tranchants pour le 1^{er} type Etage courant ELU et ELS

III.4.1) Calcul des armatures longitudinales :

A-En travée :

- Etat limite ultime

14.10

$M_{t_u} = 543.7 \text{ daN.m}$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$MT = \sigma_b \times b \times h_0 \times (d - h_0/2)$

$MT = 14.17 \times 60 \times 4 \times (18 - 4/2) \rightarrow MT = 54412.8 \text{ N. m}$

$M_{t_u} = 5437 \text{ N. m} < M_T = 54412.8 \text{ N. m} \rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

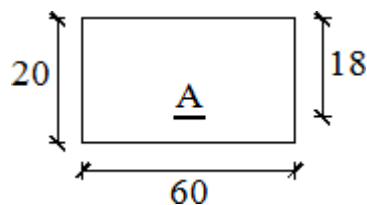


Fig III.6 :Section de calcul en travées

-Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = M_{t_u} / (\sigma_b \times b \times d^2) \rightarrow 5437 / (14.17 \times 60 \times 18^2) = \mathbf{0.018}$$

$$\mu = 0.018 < \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc : A' N' existe pas et : $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = f_e / \delta_s \rightarrow \sigma_s = 400/1.15 = \mathbf{348 \text{ Mpa}}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,023$$

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

- Détermination des armatures

$$A_{t_u} = M_{t_u} / (\sigma_s \times \beta \times d) = 5437 / (348 \times 0.99 \times 18) = \mathbf{0.88 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times (f_{t28}/f_e) = \mathbf{0,26 \text{ cm}^2}$$

$$A_{t_u} = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_{t_u} = \mathbf{0.88 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte : $A_{t_u} = 3 \text{ HA}10 = \mathbf{2.36 \text{ cm}^2}$

- Etat limite de service (ELS)

$$M_{\text{ser}} = 607.4 \text{ daN.m}$$

* Flexion simple

* Section rectangulaire avec $\bar{A} \bar{Z} \rightarrow [\alpha \leq (\gamma-1) / 2 + (f_c 28/100)]$

* Acier FeE400

* Fissuration peu nuisible

$$\gamma = M_{t_u} / M_{t_{ser}} = 0.9$$

$$\alpha = 0,023 < 0,2 \rightarrow \text{aucune vérification de } \sigma_s$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

b) En appuis

- Etat limite ultime (ELU)

$$M_{a_u} = -480.68 \text{ daN.m}$$

$M_{a_u} < 0 \Rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

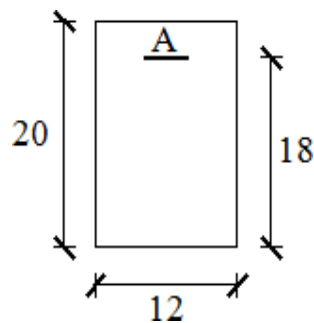


Fig III.7 :section de calcul en appuis

$$\mu = M_{a_u} / (\sigma_b \times b \times d^2) = 4807 / (14.17 \times 12 \times 18^2) = \mathbf{0.087}$$

$$\mu = 0,087 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas (pivot A) ;}$$

$$\text{et ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e / \delta_s = \mathbf{348MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,114$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,95$$

- Détermination des armatures :

$$A_{a_u} = M_{a_u} / (\sigma_s \times \beta \times d) = 4807 / (348 \times 0,95 \times 18) = \mathbf{0,81 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times (f_{t28}/f_e) = \mathbf{0,26 \text{ cm}^2}$$

$$A_{a_u} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_{a_u} = \mathbf{0,81 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte : 2HA10 $\rightarrow A_{a_u} = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2}$

- Etat limite de service (ELS) :

$$M_{a_{\text{ser}}} = \mathbf{-350,8 \text{ daN.m}}$$

* Flexion simple

* Section rectangulaire avec $A' \leq E \Rightarrow \alpha \leq (\gamma-1)/2 + f_{c28}/100$

* Acier FeE400

* Fissuration peu nuisible

$$\gamma = M_{a_u} / M_{a_{\text{ser}}} = 4807 / 3508 = 0,43$$

$$\alpha = 0,114 < 0,43$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

III.4.2) Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_{u_{\max}} = \mathbf{1133,9 \text{ daN}}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\mathbf{\text{Vérifier si : } T_{u_{\max}} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}}$$

a [cm]	Effort	$T_u \text{ max}$	$0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$	Conclusion
0,9 d				
16,2	Valeur [N]	1133.9	1471371.32	L'effort tranchant n'influe Pas au voisinage des appuis

Tableau III.3 : vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b) Vérification si les armatures transversales si sont perpendiculaires à ligne moyenne :

$$\text{Vérifier si : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$T_u \text{ max}$ [N]	Contrainte	τ_u [Mpa]	$\bar{\tau}_u$ [Mpa]	Conclusion
	Formule	$T_u \text{ max}/(b_0 * d)$	$\min [0,2 * f_{c28}/\gamma_b; 5]$	
11339	Valeur	0.52	3.33	Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\alpha = 90^\circ$

Tableau III.4) :vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires

c) Vérification de la flèche :

$$F = M \cdot I^2 / 10 \cdot E_v \cdot I_{fv} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f < f^- = L/500 \quad (L < 5\text{m. Art B.6.5.3CBA93})$$

$$I_{fv} = 0,00008213 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot 325 = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{u\text{max}} = 520.74 \text{ daN.m}$$

$$f = (M \cdot I^2) / (10 \cdot E_v \cdot I_{fv}) = (5270.4 \cdot 3,25^2) / (10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,00008213) = 0,0105$$

$$f^- = L/500 = 325/500 = 0,65.$$

$$f = 0,0105 < f^- = 0,65 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.4.3) Ferrailage transversale :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe = 235 MPa).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

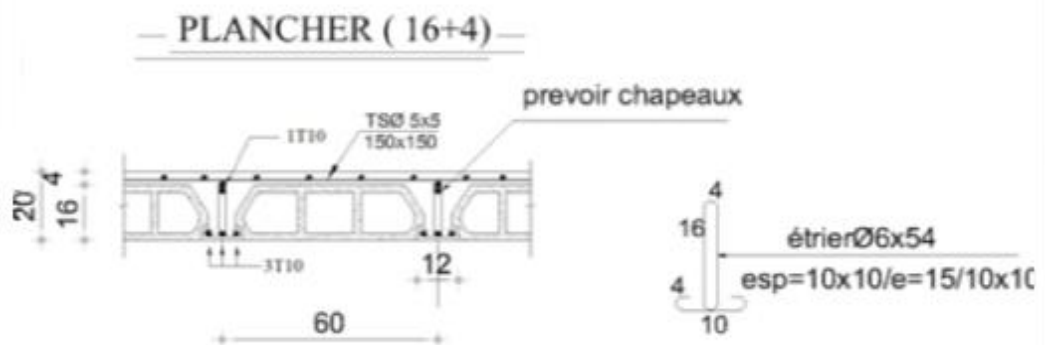
➤ Selon le CBA 93 (page 40)

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{pas de reprise de betonage} \\ S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_o}{10} \right) \quad [3] \text{ (page 49)}$$

➤ Selon le RPA 99 [2] (page 53)

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_l \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$



FigIII.8 :Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

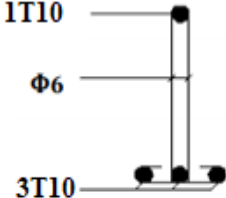
			Armature longitudinale		Choix d'armatures	Armature transversale		Disposition des Armatures
			M [daN.m]	A _t [cm ²]		T [daN]	A _t [cm ²]	
Plancher courant	En travée	ELU	462.19	0.97	3T10 A _t = 2.36	930.41	2Ø6 A _t = 0,57	
		ELS	517.33	Vérifiée				
	En appuis	ELU	-394.41	0.89	2T10 A _a = 1,57			
		ELS	-284.24	Vérifiée				
Plancher terrasse	En travée	ELU	543.67	0.81	3T10 A _t = 2.36	1133.92	2Ø6 A _t = 0,57	
		ELS	607.34	Vérifiée				
	En appuis	ELU	-480.68	0.88	2T10 A _a = 1,57			
		ELS	-350.78	Vérifiée				

Tableau III.5 : ferrailage de la poutre

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded corners. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges curving upwards. The text is centered within the scroll.

Chapitre IV

Etude des éléments non structuraux

IV.1) Étude de l'acrotère :**IV.1.1) INTRODUCTION :**

L'acrotère est un couronnement en béton armé Situé en bordure de la toiture terrasse, et a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéités des infiltrations des eaux pluviales
- La sécurité des personnes (joue le rôle d'un garde-corps qui forme un écran pour empêcher toute chute).

➤ Pour notre terrasse (terrasse inaccessible) ; on adoptera

Pour l'acrotère les dimensions suivantes :

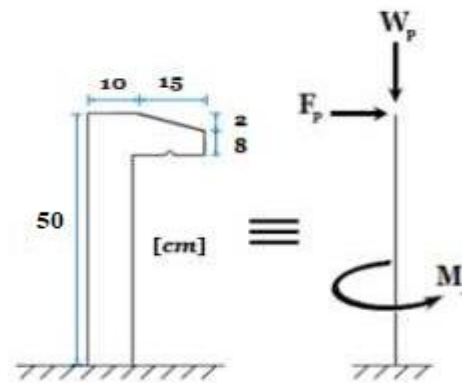


Fig IV.1 : schéma d'acrotère

IV.1.2) CALCUL DE L'ACROTÈRE :

L'acrotère est assimilé à une console encastree au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à une charge verticale (son poids propre **Wp**) et aux charges horizontales (vents et séisme **Fp**) qui créent un moment de renversement **Mf** donnée par l'article 6.2.3/ RPA99, V2003.

Le calcul sera fait pour une bande de **1m** de largeur et une épaisseur de **10 cm** en flexion composée. Étant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

Le poids propre : Wp

WP : Poids de l'élément considéré

$$W_p = \rho \times v = 2500 \times [(0,02 \times 0,10)/2 + (0,08 \times 0,10) + (0,50 \times 0,10)] \times 1 \text{ m}$$

$$W_p = 147.5 \text{ daN}$$

✓ La force horizontale : F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1]

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II. a)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Élément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 147.5$$

$$F_p = 70.8 \text{ daN}$$

IV.1.3) Détermination des sollicitations :

- Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$N_u = 1.35 \cdot W_p \rightarrow N_u = 1.35 \times 147.5 \rightarrow N_u = 199.13 \text{ daN}$$

$$M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L \rightarrow M_u = 1.5 \times 70.8 \times 0.5 \rightarrow M_u = 53.1 \text{ daN}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$N_{ser} = W_p \rightarrow N_{ser} = 147.5 \text{ daN}$$

$$M_{ser} = F_p \cdot L \rightarrow M_{ser} = 35.4 \text{ daN.m}$$

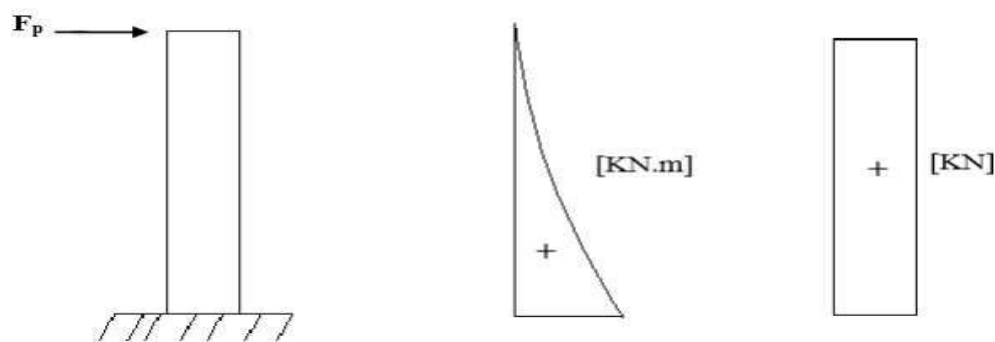


Fig IV.2 : diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants de l'acrotère.

IV.1.4) Détermination des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de **1m** de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$

• Position du point d'application de l'effort normal : (N)

➤ **État limite ultime (ELU) :**

$$e_0 = M_u / N_u = 53.1 / 199.13 = 0.27 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.27 \text{ m} > h/2 - c' = 0.1/2 - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

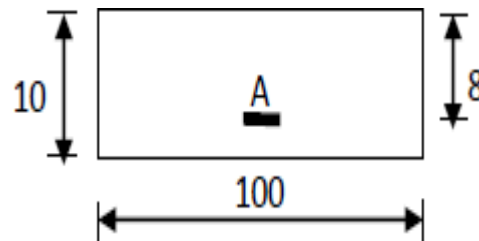


Fig IV.3 : section de calcul

L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section
Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion Simple avec un moment fictif M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

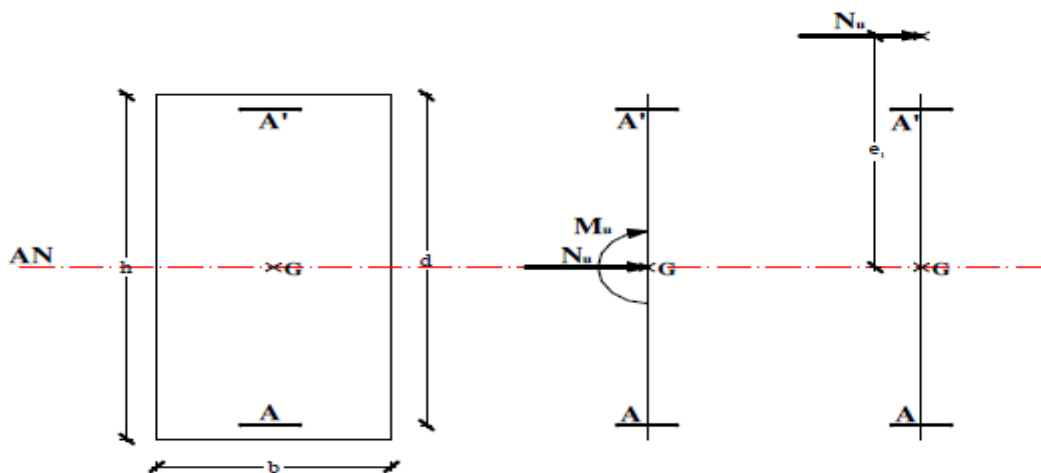


Fig IV.4 : Position du point d'application de N_u

$$M_f = N_u * e = N_u * ((e_0 + h/2) - c') = 199.13 \times ((0.27 + 0.1/2) - 0.02) = 59.74 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_u = 59.74 \text{ daN.m.}$$

$$\mu = M_{f_u} / (\sigma_b \times b \times d^2) = 597.4 / (14.17 \times 100 \times 8^2) = \mathbf{0.007}$$

$$\mu = 0,007 < \mu_L = 0,392 \text{ \AA n'existe pas et ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow = f_e / \delta_s = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,009$$

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

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = M_{f_u} / (\sigma_s \times \beta \times d) = 597.4 / (348 \times 0,99 \times 8) = 0,22 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - (N_u / 100 \times \sigma_s) = 0,22 - (1991.3 / (100 \times 348)) = 0,16 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Condition de non fragilité [B.A.E.L.91] :**

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_t = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T10 \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2 \text{ avec : } e = 15 \text{ cm ; } [(e \leq \min (25; 2\emptyset)\text{cm}) ;$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_t / 4 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures**

$$5T8 \rightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec : } (e = 15 \text{ cm}) ;$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$e_0 = M_{ser}/N_{ser} = 35.4/147.5 = 0.24 \text{ m} > 0.03 \text{ m}$$

→ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section → la section est partiellement comprimée (S.P.C).

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_{u\max} = 1,5 \times F_p \rightarrow T_{u\max} = \mathbf{106.2 \text{ daN}}$$

$$\tau_u = T_u/(b \times d) = \mathbf{0.02 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \min [0,2 \times f_{c28}/\gamma_b; 5]$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Remarque :**

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

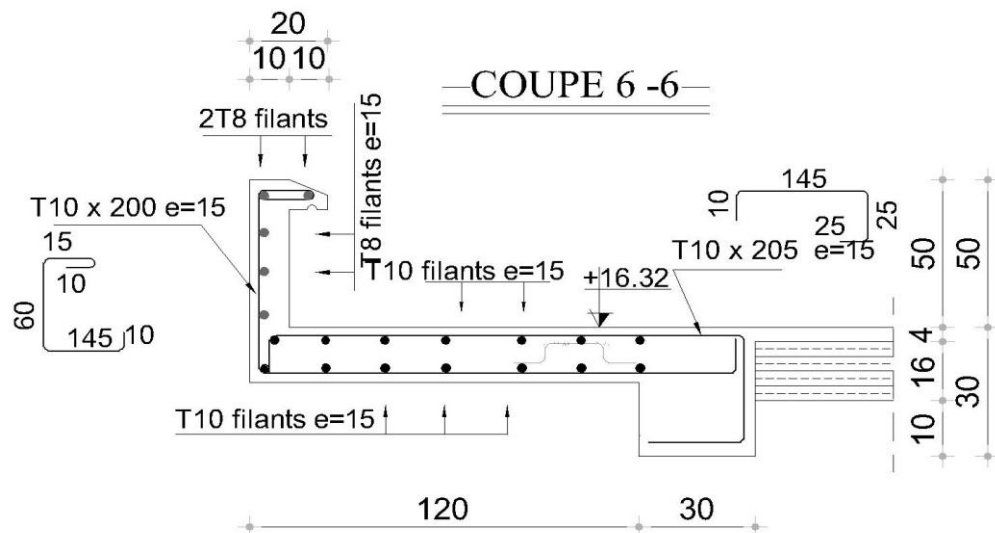


Fig IV.5 :schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.2) ETUDE DES ESCALIERS :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée, la jonction palier – volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

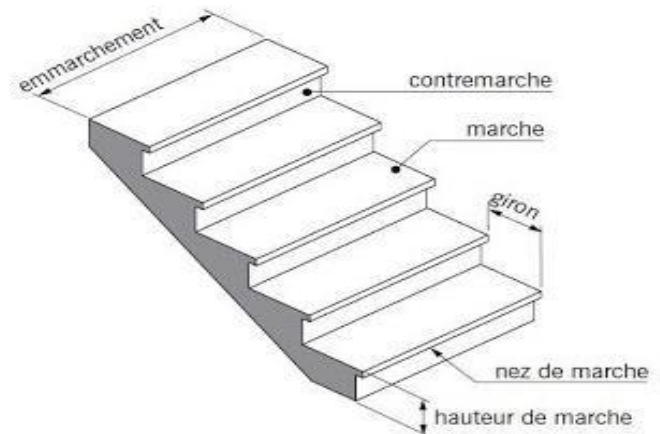


Fig IV.6 : la composition d'escalier

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

IV.2.1) Pré dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de « BLONDEL » :

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

Avec :

h : La hauteur de la C-marche en (cm)

g : Le giron en (cm) (Largeur de la marche).

h_0 : la hauteur de l'étage et RDC (306cm)

h' : l'arrête de première volée (demi étage)

N_c : nombre de C-marche

N_m : nombre de marche

L : longueur de la paillasse

$$h' = h_0 / 2 = 306 / 2 = 153 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm} ;$$

$$n = h' / h = 9 \text{ C-marche} \rightarrow n' = (n-1) \rightarrow n = 8 ;$$

$$g = L / (n-1) \rightarrow g = 30 \text{ cm} ;$$

a) Vérification (méthode de BLONDEL) :

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

$$59 \leq 2 * 17 + 30 \leq 66 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifier}$$

b) Angle d'inclinaison

$$\text{Tg } \alpha = h / g \rightarrow \text{tg } \alpha = 17 / 30 = 0.567 \rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

c) La longueur de la paillasse :

$$L' = h \times N_c / \sin \alpha$$

$$L' = 17 \times 9 / \sin 29.54 = 310 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L' = 310 \text{ cm}$$

d) Epaisseur de la paillasse : (paillasse porteuse)

Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \rightarrow 310/30 < e < 310/20 \rightarrow 10.33 \text{ cm} < e < 15.50 \text{ cm}$$

On prend : $e_1 = 15 \text{ cm}$.

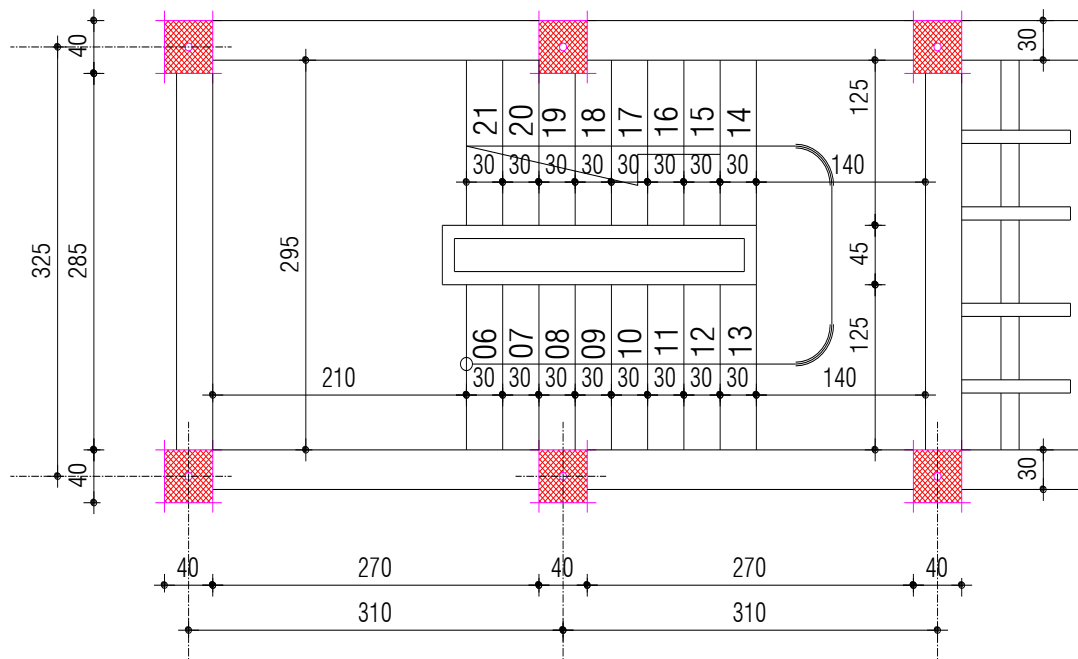


Fig IV.7 : coupe dessus d'escaliers

IV.2.2) Descente de charges :

Notre type : (Escalier à paillasse avec un seul palier de deux volées)

1 Paillasse :

- Charges permanentes :

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	/	/	1.04
Revêtement vertical 1,04 x (h/g)	/	/	0.5894
Poids propre des marches 22 x (h/2)	/	/	1.87
Poids propre de la paillasse $ep \times 2 \cos \alpha$	/	/	4.31
Enduit en ciment 0.18 x 1.5 /cosa	/	/	0.31
Charge permanent G(KN/m²)			8,12
Charge d'exploitation Q(KN/m²)			2,50

Tableau IV.1 : Les charges du paillasse

- Surcharge d'exploitation :

➤ Usage d'habitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

✓ **Combinaisons fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_{1u} = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 8,12 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{14.72 \text{ KN/m}^2}.$$

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

$$q_{1ser} = G_1 + Q_1 = 8,12 + 2,5 = \mathbf{10,62 \text{ KN/m}^2}.$$

❖ Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{1u} = q_{1u} \times 1,00 = 14.72 \times 1,00 = \mathbf{14.72 \text{ KN/ml.}}$$

$$q_{1ser} = q_{1ser} \times 1,00 = 1062 \times 1,00 = \mathbf{10,62 \text{ KN/ml.}}$$

2 Palier :

- Charge permanente :

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	/	/	1.04
Poids propre du palier (25x e _{p1})	25	0.15	3.75
Poids propre des marches (0.18 KN/m ₂ /cm x 1.5 cm)	/	0,015	0,27
Charge permanent G(KN/m²)			5,06
Charge d'exploitation Q(KN/m²)			2,50

Tableau IV.2 : des charges de palier

- Surcharge d'exploitation :

➤ Usage d'habitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

- Combinaison fondamentale :

➤ **ELU et ELS :**

$$q_{2u} = 10,58 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{2ser} = 7.56 \text{ KN/m}^2$$

❖ Pour une bande de 1m largeur :

$$q_{2u} = q_{2u} \times 1,00 = 10,581 \times 1,00 = 10,58 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{2ser} = q_{2ser} \times 1,00 = 7,56 \times 1,00 = 7,56 \text{ KN/ml.}$$

➤ **ELU :**

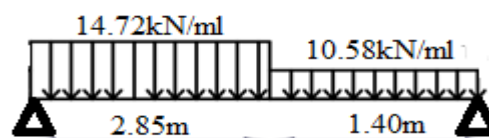


Fig IV.8 :Schéma statique de l'escalier étage curant à ELU

➤ **Diagramme de Moment fléchissant et Effort tranchant :**

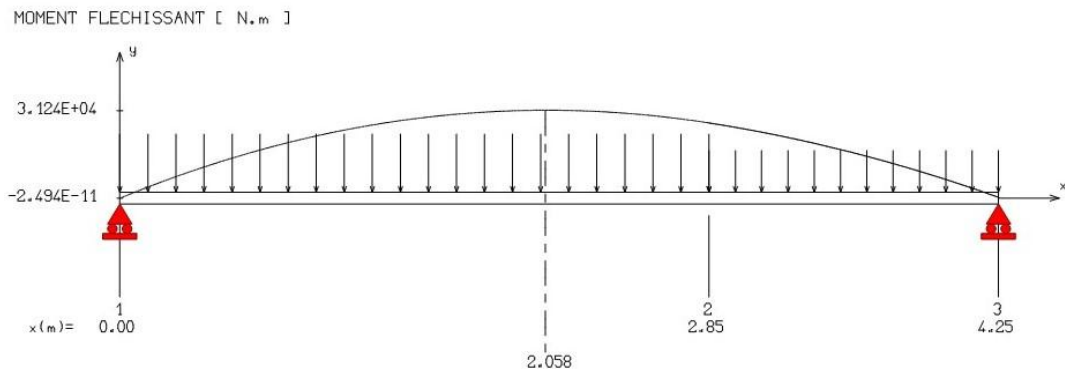


Fig IV.9 Diagramme de moment fléchissant étage courant

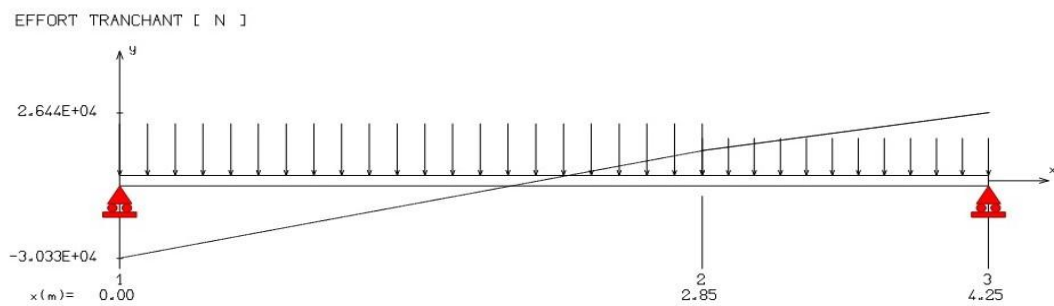


Fig IV.10 Diagramme de l'effort tranchant étage courant



Résultat final (ELU)

Effort tranchant [KN]	M_{appui} [KN.M]	$M_{\text{travée}}$ [KN.M]
26.44	≈ 0	31.24

Tableau IV.3 : l'effort tranchant et moments fléchissant

➤ **Moment fléchissant et effort tranchant à ELS :**

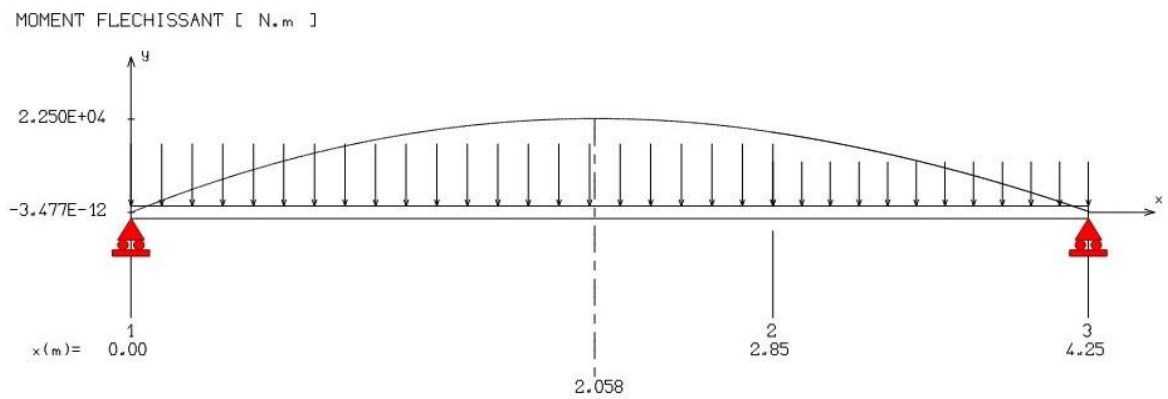


Fig IV.10 Diagramme de moment fléchissant

➤ **Effort tranchant**

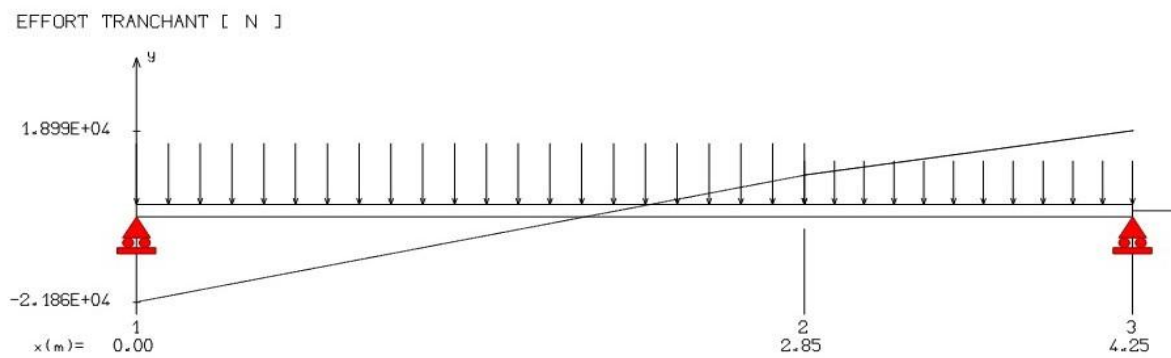


Fig IV.11 Diagramme de l'effort tranchant

✚ **Résultat final (ELS)**

Effort tranchant [KN]	M_{appui} [KN.M]	$M_{\text{travée}}$ [KN.M]
19	≈ 0	25.5

Tableau IV.4 de l'effort tranchant et moments fléchissants

❖ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0.22 < 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.31$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.87$$

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

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = 10.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) = \max(10.32; 1.21) \text{ cm}^2$$

$$A = 10.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 9 \text{ HA12} = 10.18 \text{ cm}^2$$

$$e = 15 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[36; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

(DTR cba93 a.7.2.4.2 p97)

Armatures de répartition :

$$A_{rt} = 10.31 / 4 = 2.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$e = 15 \text{ cm} \leq \min[3h; 45] = \min[36; 45]\text{cm} = 36 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **En appui**

vu que le moment en appui est presque nul donc :

$$\text{on adoptera pour sa : } 3\text{HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition :

$$A_{ra} = 3.39 / 4 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3\text{HA10} = 2.36 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Concernant ELS , les armatures calculées à ELU seront les mêmes pur ELS.

Pour des fissurations peut préjudiciables on doit vérifier que

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3.33; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 26.44 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 26440 / (1000 \cdot 100) = 0.264 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

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

$$I_{Fv} = \frac{bh^3}{12} = 0,000281 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \text{ max}} = 31.24 \text{ KN.m}$$

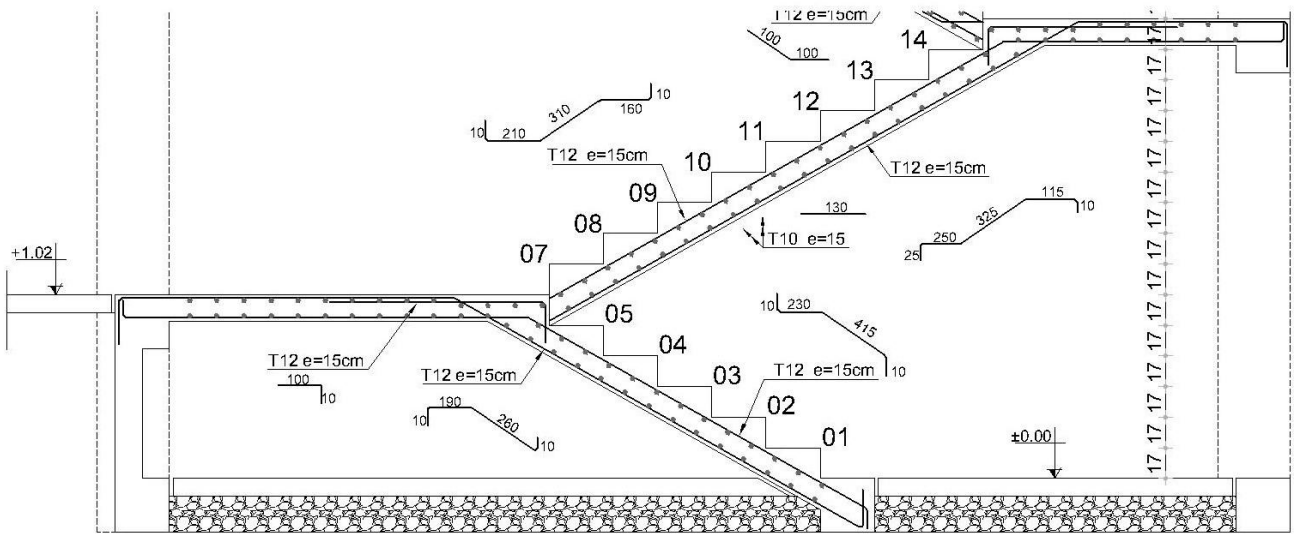
$$f = \frac{M l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

$$f = 0.67 \text{ cm} < \bar{f} = 0.74 \text{ cm} \rightarrow \underline{C.V}$$

Niveau			Armatures Longitudinale	Armatures de répartition [cm ²]	Vérification de la flèche	Vérification de l'effort tranchant
RDC	Volée 1	En appui	9HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
		En travée	9HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		
	Volée 2	En appui	9HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
		En travée	9 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		
1, 2, 3, 4.	Volée 1	En appui	9HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
		En travée	9 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		
	Volée 2	En appui	9 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
		En travée	9 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		

Tableau IV.5 : les armatures d'escalier de chaque niv



FigIV.12 :Coffrage et ferrailage des escaliers

IV.3) POUTRE PALIÈRE

Considérons que la poutre palière est encadrée sur les deux poteaux

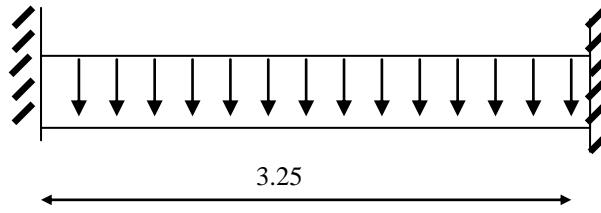


Fig IV.13 : Schéma statique de poutre palière

IV.3.1) prèdimmensionnement e la poutre palière

➤ Selon le BAEL 91

$$L/15 \leq ht \leq L/10$$

$$325/15 \leq ht \leq 325/10$$

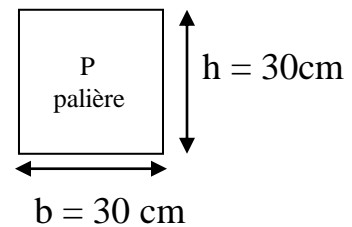
$$22 \leq ht \leq 32.5 \quad \rightarrow ht = 30\text{cm}$$

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

➤ Selon le RPA99/version 2003 :

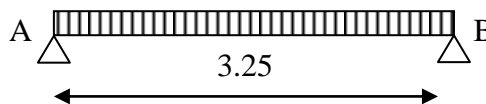
h= 30 et b = 30 tel que :

- | | | |
|---|--------------|----------|
| { | $h \geq 30$ | Vérifiée |
| | $b \geq 20$ | Vérifiée |
| | $h/b \leq 4$ | Vérifiée |



Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}^2$

IV.3.2) Charge supportée par la poutre palière



Poids propre de la poutre $25 \times 0.30 \times 0.30 = 225 \text{ daN/ml}$

Mur en brique $14 \times 0.15 \times 2.71 = 569 \text{ daN/ml}$

Avec une réduction de 30% des ouverture dans le mur = **398 daN/ml**

- **ELU** $q_u = 1.35(2.25) + 1.5(3.98) = 900.75 \text{ daN /ml}$

- **ELS** $q_s = 2.25 + 3.98 = 6.23 \text{ daN /ml}$

$$T_u = q \cdot L / 2 = 900.75 \cdot 3.25 / 2 = 1463.72 \text{ daN}$$

$$M_u = q \cdot L^2 / 8 = 1189.27 \text{ daN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_u = 951.42 \text{ daN.m}$$

$$M_a = -0.2 M_u = -237.85 \text{ daN.m}$$

- **Diagramme des moments et des efforts tranchants**

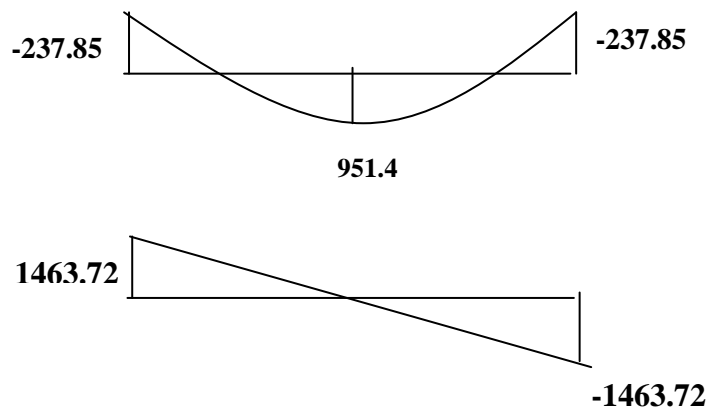


Fig IV.14 Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants

IV.3.3) Calcul des armatures

$$d = 0.9 \cdot 30 = 27 \text{ cm}$$

- **En travée**

$$\mu = M_t / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}) = 9514.2 / (30 \cdot 27^2 \cdot 14.17) \Rightarrow \mu = 0.031 < 0.187 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} \right) = 0.04$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.984$$

$$A_{st} = M_t / (\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}) = 26.94 \cdot 10^3 / (0.954 \cdot 27 \cdot 348) = 1.5 \text{ cm}^2$$

on adopte $3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}12$

- **En appuis**

$$\mu = M_a / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}) \Rightarrow \mu = 0.019 < 0.187 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} \right) = 0.024$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.990$$

$$A_{sa} = M_a / (\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}) = 0.64 \text{ cm}^2$$

On adopte $3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}12$ „ comme chapeaux „

➤ **Condition de non fragilité**

• **En travée**

$$\text{On a : } A_{\min} > \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot 30 \cdot 27 \cdot 2.1 / 400 = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.39 \geq A_{\min} = 0.98 \quad \text{vérifiée}$$

• **En appuis**

$$A_s = 3.39 \geq A_{\min} = 0.98 \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Armatures transversales**

• **Diamètres**

$$\Phi_t \leq \min(h/35, b/10, \Phi_L)$$

$$= \min(300/35; 300/10; 12) = (8.57; 30; 12) = 8\text{mm}$$

donc on adopte 4Φ8 → $A_t = 2.01\text{cm}^2$

• **Espacement**

$$S_t \leq \min(0.9 \cdot d; 40)$$

$$S_t \leq \min(0.9 \cdot 27; 40) = 24.3\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm}$$

• **Vérification**

$$(A_t \cdot f_e) / (b \cdot S_t) \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$2.01 \cdot 400 / 30 \cdot 20 = 1.34 > 0.4 \quad \text{Vérifiée}$$

• **Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{\text{adm}} = 0.6 \varphi^2 \cdot f_{tj} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

• **Calcul de longueur de scellement**

$$L_s = (\Phi \cdot f_e) / (4 \cdot \tau_{\text{adm}})$$

$$= 1.2 \cdot 400 / 4 \cdot 2.84 = 42.25\text{cm}$$

On prévoir un rayon de courbure de $r = 5.5 \cdot \Phi_L = 6.6\text{cm}$

➤ **Condition de la flèche**

Pour une poutre encastree à ses extrémités, la flèche est donnée par :

$$f = \frac{pl^4}{384EI}$$

I : l'inertie de la poutre

E : module de Young $E = 3,2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

L : longueur de la poutre $L = 3,25\text{m}$

$P = 2.267 \text{ t/m}$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0.3 \times 0.3^3 / 12 = 0.000675 \text{ m}^4$$

On doit vérifier que : $f < \bar{f} = \frac{l}{500}$

$$f = 0,0041 \text{ m} < 0,0065\text{m}$$

$f < \bar{f}$ Condition vérifiée

Schéma de ferrailage

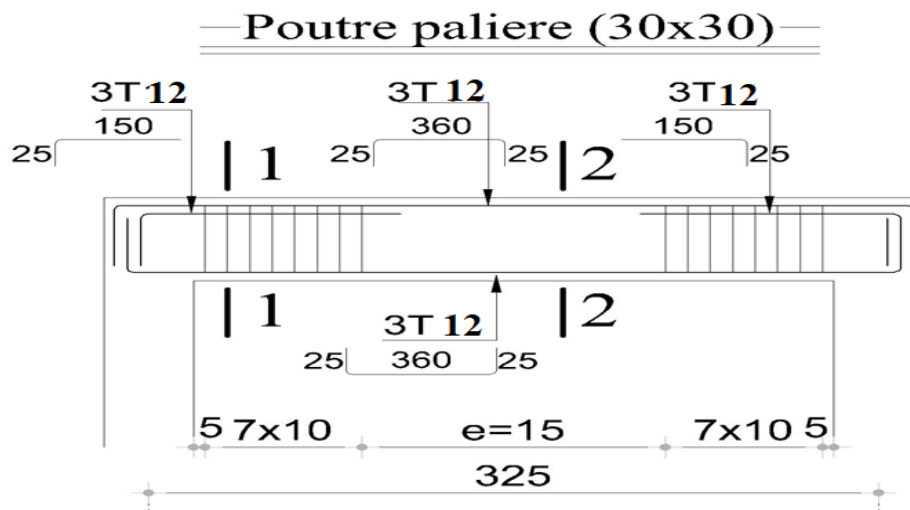


Fig IV.15 : Disposition des armatures dans la poutre palier

IV.4) CALCUL DU BALCON

IV.4.1) Introduction

Le plancher contient une partie en saillie (balcon) qu'on doit étudier. En premier cas on doit vérifiée par la méthode de ligne de rupture les distances qui existent réellement.

$$L_x = 1.2 \quad L_y = 3.30$$

$$L_x / L_y = 1.2/3.3 = 0.36 < 0.4 \quad \text{donc condition vérifiée}$$

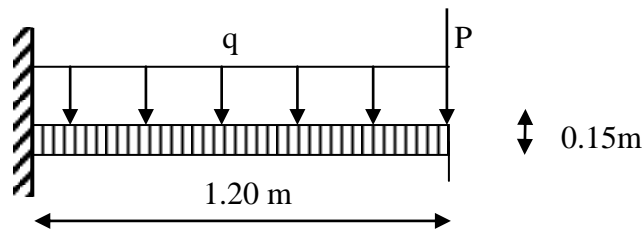
IV.4.2) Détermination de l'épaisseur du balcon

Le calcul se fait pour une bande de 1 cm et L'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a: } L = 1.2\text{m}$$

$$8 \leq e \leq 13$$

Avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas pratique, donc nous avons opté pour une épaisseur $e = 15$ cm.



FigIV.16 : Schéma statique du balcon

IV.4.3) Détermination des charges

- Charge répartie

Poids propre de la dalle $25 * 0.15 = 375 \text{ daN/m}^2$

Enduit en ciment sous plafond ($e=1.5\text{cm}$) $1.8 * 0.15 = 27 \text{ daN/m}^2$

Revêtement ($e = 2\text{cm}$) $0.02 * 22 = 44 \text{ daN/m}^2$

Mortier de pose ($e=2\text{cm}$) $0.02 * 20 = 40 \text{ daN/m}^2$

- Charge concentrée

La hauteur du garde corps est : $h=1 \text{ m}$

Poids propre de la brique creuse ($e=10 \text{ cm}$) = 0.9 kN/ml

Enduit en ciment ($e=1.5\text{cm}$ de part et d'autre) : $18 * 0.03 = 0.54 \text{ kN/ml}$

$$\text{Soit : } P = (0.54 + 0.9) * 1 = 1.44 \text{ KN.}$$

➤ **Charge permanente** : $G = 630 \text{ daN/m}^2$

- **Surcharge d'exposition** : $Q=350 \text{ daN/m}^2$
- **L'E.L.U** : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = [(1.35 * 630) + (1.5 * 350)] * 1 = 1375.5 \text{ daN/ml}$
- **L'E.L.S** : $q_s = G + Q = [630 + 350] * 1 = 980 \text{ daN/ml}$

IV4.4) Sollicitation

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, il sera calculé à l'ELU et à l'ELS.

- **A l'état limite ultime de résistance**

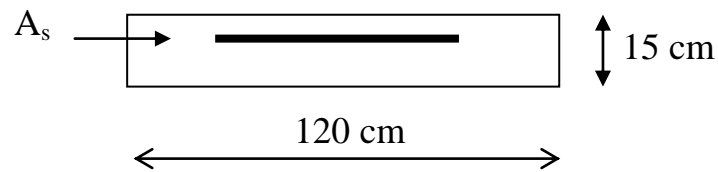


Fig IV.17 : Schéma représentatif d'un balcon

$$M_u = (-q_u \cdot L^2) / 2 = -1375.5 * 1.2^2 / 2 = -990.4 \text{ daN.m}$$

$$M_{ser} = (-q_{ser} \cdot L^2) / 2 = -980 * 1.2^2 / 2 = -705.6 \text{ daN.m}$$

- **Vérification de l'existence de A'**

$$C = C' = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = h - C = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = M_u / (b * d^2 * \sigma_{bc})$$

$$\mu = (990.4) / (100 * 12.5^2 * 14.17) = 0.045$$

$$\mu < \mu_c = 0.187 \quad \Rightarrow \quad A_s' = 0 \quad \text{et} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = M_u / (0.93 * d * \sigma_s) = 990.4 / (0.93 * 12.5 * 348) = 2.45 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s \text{ min}} > 0.23 * b * d * f_{t28} / f_c = 0.23 * 100 * 12.5 * (2.1 / 400) = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{ A_{s \text{ min}} ; A_s \text{ calculée} \}$$

$$A_s = \max \{ 1.50 ; 2.45 \}$$

- **Choix des armatures**

$$A_s = 2.45\text{cm}^2$$

soit: 4T10 ($A_s = 3.14\text{cm}^2$).

- **Espacement**

$$e < \min\{ 3*h ; 33\text{cm} \} = \min\{ 3*15 ; 33\} = 33\text{cm}$$

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

- **Vérification a l'état limite service E.L.S**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{ 2fe/3 ; 110 \sqrt{(\eta * f_{tj})} \} = 201.63\text{ MPa}.$$

- **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier les deux conditions :

- $\sigma_{bc} < 0.6 f_{c28}$ c. à. d $\sigma_{bc} < 15\text{ Mpa}$

- $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

1.) $\sigma_{bc} = (M_{ser}/I_1) y_1$

- **Vérification de l'effort tranchant**

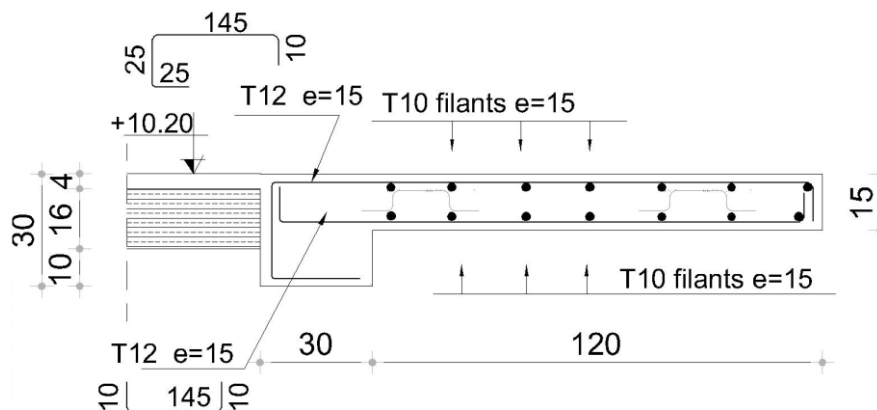
$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.06f_{c28} ; 1.5\text{MPa}) = 1.5 \text{ (fissuration préjudiciable)}.$$

$$T_{\text{max}} = 1.15 q_u = 1.15 * 1375.5 = 1582\text{daN}$$

$$\tau_u = T_u / (b * d) ;$$

$$= 15820 / ((1 * 0.125) 10^3) = 0.13\text{ Mpa} < 1,5\text{ Mpa} \quad \underline{\underline{C.V}}$$

- **Schema de ferrailage**



FigIV.18 : Schéma de ferrailage du balcon



Chapitre V

Etude sismique

V.1) INTRODUCTION :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2) CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; le calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.1) Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V.2.2) Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.2.3) Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

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

V.2.4) Vérification de Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

1. Le bâtiment, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation
2. Le bâtiment présente une configuration irrégulière :
 - **Zone IIa**
 - groupes d'usage 2, dont la hauteur égale à 15.30 m (4 niveaux).

Notre structure répond aux conditions exigées par RPA99 version 2003 pour pouvoir utiliser **la méthode statique équivalente**.

V.3) PRINCIPE DE CALCUL :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction, sont déplacées par système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

- Modélisation

D'après le RPA99/version2003 (article 4.2.2) :

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

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

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

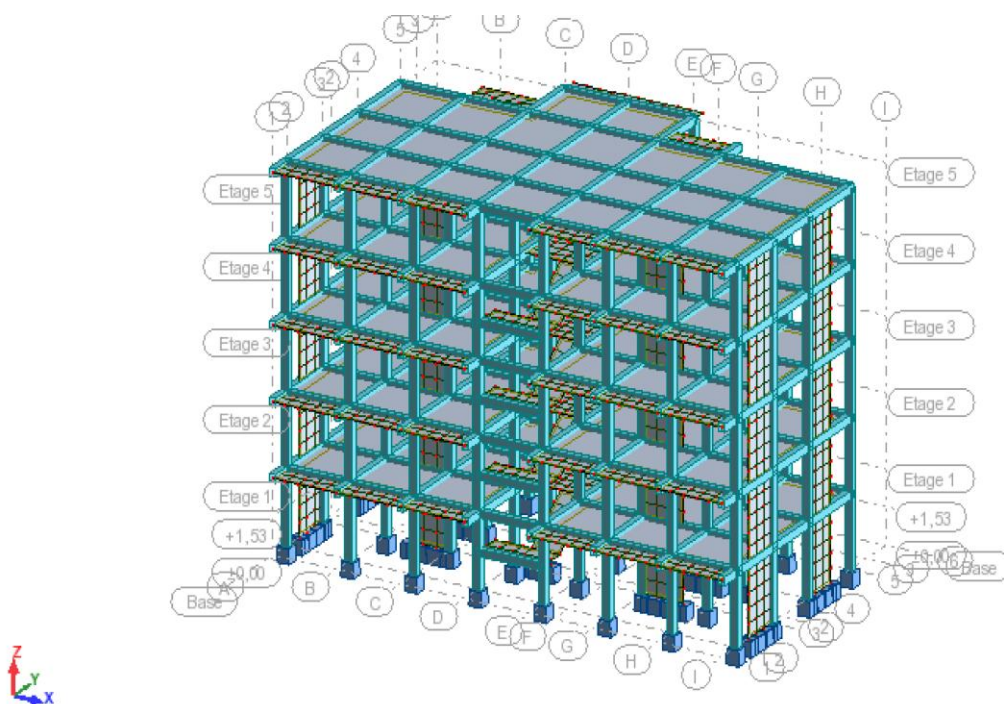


Fig V.1 :squelette de notre structure

V.4) CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE :

D'après l'article : 4-2-3 du R.P.A.99 la force sismique « V » appliquée à la base de la structure dans les deux directions (X,Y) est donné par la formule suivante :

$$V = [(A \cdot D \cdot Q) / R] \cdot W$$

V.4.1) Détermination des coefficients :**1. Le coefficient d'accélération de zone " A "**

Dépendant de la zone sismique ainsi que le groupe d'usage du bâtiment.

du fait que l'ouvrage courant est implantée dans une zone de catégorie II, et a une importance moyenne groupe d'usage (2) donc : **A = 0.15**

2. Le facteur d'amplification dynamique moyen "D"

Il est en fonction de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_2 : période caractéristique du site.

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure .

T_2 : pour un site ferme : $T_2 = 0.4 \text{ sec}$

$\xi = 7 \%$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} = 0.882$$

Estimation de la période fondamentale

Pour une structure en portique autostable en béton armé avec remplissage, la période fondamentale est donnée par les deux formules suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_n^{3/4} & (*) \\ T = 0.09 \times h_n \sqrt{D} & (**) \end{cases}$$

h_n : hauteur totale de la structure

D : dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction du calcul considérée.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement.

$C_T = 0.05$ (tableau 4.6 du R.P.A.99)

N.B :

On doit retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (*) et (**).

• **Sens longitudinal (x) :**

$$\begin{cases} T_L^* = 0.05 (15.30)^{3/4} = 0.40 \\ T_L^{**} = 0.09 \times 15.30 / \sqrt{22.85} = 0.31 \end{cases} \Rightarrow T_L = 0.31 \text{ sec} \Rightarrow 1.3T_L = 0.40 \text{ sec}$$

Donc : $T_2 = 0.41 \text{ sec} > T_L = 0.3 \text{ sec}$

$\Rightarrow D_L = 2.5 \cdot \eta$

$D_L = 2.5 \times 0.882$

$D_L = 2.205$

• **Sens transversal (Y) :**

$$\begin{cases} T_T^* = 0.05 (15.30)^{3/4} = 0.41 \\ T_T^{**} = 0.09 \times 15.30 / \sqrt{13.35} = 0.402 \end{cases} \Rightarrow T_T = 0.402 \text{ sec} \Rightarrow 1.3T_T = 0.523 \text{ sec}$$

Donc : $T_T = 0.402 \text{ sec} < T_2 = 0.41 \text{ sec}$

$\Rightarrow D_T = 2.5 \times \eta (T_2 / T_T)^{2/3}$

$D_T = 2.5 \times 0.882 \times (0.4 / 0.402)^{2/3}$

$D_T = 2.198$

3. Coefficient de comportement global de la structure " R "

Il est en fonction du système de contreventement. D'après de tableau 4-3 du R.P.A.99, **R=3.5**

4. Facteur de qualité "Q "

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^5 P_q$$

Avec P_q : pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du R.P.A.99)

$$\text{Alors : } Q_x = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{qx}$$

$$Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + \Rightarrow Q_x = 1.15$$

$$Q_y = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{qy}$$

$$Q_y = 1 + 0 + 0.05 + 0.5 + 0 + 0.05 + 0.1 \Rightarrow Q_y = 1.25$$

$Q_x = 1.15$, $Q_y = 1.25$
--

5. Calcul du poids (W)

La charge prise en compte dans le calcul sismique. Il joue un rôle important dans le calcul de la force sismique, logiquement ce poids doit être le poids du bâtiment durant le séisme.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes.

Pour les bâtiments à usage d'habitation, il faut prendre en considération 20% des surcharges d'exploitations.

$W = \sum W_G + \beta W_O$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du R.P.A.99

D'après le tableau $\beta = 0.2$

6. Calcul de la force sismique total à la base de la structure

$$V = [(A \cdot D \cdot Q) / R] \cdot W$$

- Sens longitudinal (x) : $V_x = 1358.97 \text{ kN}$
- Sens transversal (y) : $V_y = 1477.14 \text{ kN}$

Paramètres	Résultats
A	0.15
D_x , D_y	2.205 ; 2.205
Q_x ; Q_y	1.15 ; 1.25
R	3.5
W	12504.91kN
T_L	0.308
T_T	0.402
η	0.882

Tableau V.1 : Résultats des paramètres

V.5) Distribution de la résultante des forces sismiques :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

- Sens longitudinal : $T_L = 0.308 \text{ sec} < 0.7 \text{ sec} \longrightarrow FL = 0$
- Sens transversal : $T_T = 0.402 \text{ sec} < 0.7 \text{ sec} \longrightarrow FT = 0$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = [(V - F_t) \cdot W_i h_i / \sum_{j=1}^n W_j h_j]$$

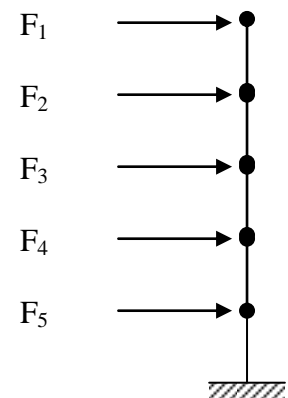
Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i ; j



					Sens longitudinal		Sens transversal	
Niveau	hi	Wi (T)	Wi*hi	Wihi / $\sum Wjhj$	Vi (T)	Fi (T)	Vi	Fi (T)
5 (terrasse)	15.30	1250.491	19132.51	0.333	136	45.29	148	49.28
04 (étage)	12.24	1250.491	15306.01	0.267	136	36.31	148	39.52
03 (étage)	9.18	1250.491	11479.51	0.200	136	27.20	148	29.60
02 (étage)	6.12	1250.491	7653.00	0.133	136	18.08	148	19.68
01 (étage)	3.06	1250.491	3826.50	0.067	136	9.11	148	9.95
		Total W*H				135.99		148.00

Tableau V-2 : Distribution des forces horizontales par niveau

- Sens longitudinal : $F_L = 0 < V = 136$ T
- Sens transversal : $F_T = 0 < V = 148$ T

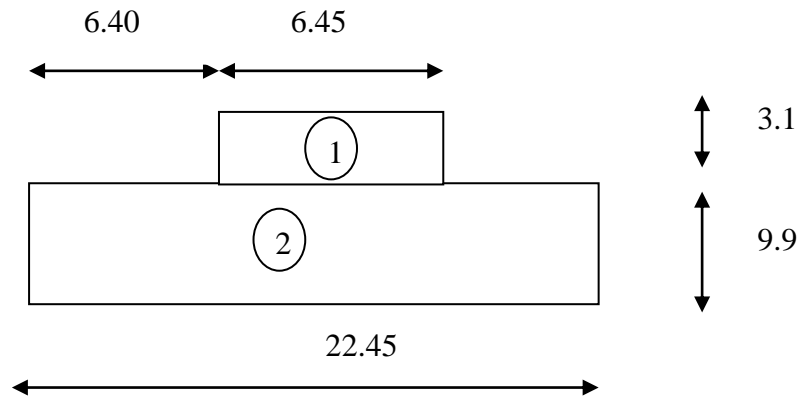
Donc condition vérifiée dans les deux sens

Mode	Période [s]	Masse cumulès UX [%]	Masse cumulès UY [%]	Nature	Masses modale UX [%]	Masses modale UY [%]
1	0,43	72,71	0,02	Dèplacement (X)	72,71	0,02
2	0,41	72,73	73,99	Dèplacement (Y)	0,02	73,97
3	0,32	73,54	74,01	Torsion	0,80	0,03
4	0,12	89,11	74,01		15,57	0,00
5	0,11	89,11	89,48		0,00	15,47
6	0,08	89,18	89,49		0,07	0,01
7	0,05	94,98	89,49		5,80	0,00
8	0,05	94,98	95,20		0,01	5,70
9	0,04	95,00	95,20		0,02	0,00

Tableau V.3 : Analyse modale spectrale

V.6) Calcul d'inertie massique

- Centre de graviter du plancher C .D.G



$$XG = 11.09\text{m}$$

$$YG = 5.49\text{m}$$

- Centre de torsion C.D.T

$$XC = XG + 0.05L = 11.09 + 0.05 \cdot 22.45 = 12.21\text{m}$$

$$YC = YG + 0.05L = 11.09 + 0.05 \cdot 13 = 6.14\text{m}$$

- Inertie massique

$$IM = (I_x + I_y) \cdot M / S$$

$$I_x = (22.45 \cdot (9.9)^3 + 6.45 \cdot (3.1)^3) / 12 = 1831.28\text{m}^4$$

$$I_y = (9.9 \cdot (22.45)^3 + 3.1 \cdot (6.45)^3) / 12 = 9404.08\text{m}^4$$

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded corners. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges curving upwards. The text is centered within the scroll.

Chapitre VI

Etude des Portiques

VI.1. Etude des portiques :**VI.1. Introduction :**

Les principaux éléments sont ceux qui interviennent dans la résistance aux actions Sismiques tel que les éléments verticaux (poteaux, voiles) et les éléments horizontaux (Poutres), l'assemblage de ces éléments constitue l'ossature d'un bâtiment.

VI.2. Les poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé non exposés aux intempéries, Transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est à la Flexion simple étant donnée quelles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.2.1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les actions sont notées comme suit :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Charges sismiques.

B.A.E.L 91 : Combinaisons fondamentales (situation durable) et transitoires :

$1.35G+1.5Q \rightarrow$ E.L.U

$G+Q \rightarrow$ E.L.S

RPA99 (version 2003) :

$G+Q\pm E \rightarrow$ Accidentelles

$0,8G\pm E \rightarrow$ Accidentelles

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel **ROBOT**.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} [MPa]	σ_b [MPa]	γ_s	f_e [MPa]	σ_s [MPa]
Situation durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Situation accidentelle	1,15		18,48	1		400

Tableau VI.1 : différents coefficients utilisés pour le ferrailage des poutres.

VI.2.2. Ferrailage des poutres :

On distingue deux types de poutres :

→ Poutre principale : (30×35) cm².

→ Poutre secondaire (30×30) cm².

a) Ferrailage réglementaire :

• Recommandation du **RPA99, V2003** :

Armatures longitudinales	{	Armatures minimales : $0,5\% \times B$ en zone IIa.
[Article 7.5.2.1 / RPA99, V2003]		Armatures maximales { $4\% \times B$ en zone courante. $6\% \times B$ en zone de recouvrement.
		Longueur de recouvrement est de : 40ϕ en zone IIa.

Armatures transversales

[Article 7.5.2.2 / RPA99, V2003] → Armatures minimales : $A_{tmin} = 0,003 \times S \times b$

Avec :

B : Section de la poutre en (cm²) ;

b : Largeur de la section en (cm²) ;

S : L'espacement des armatures transversales en (cm).

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min (h/4; 12 \times \phi)$$

- En dehors de la zone nodale : $S = h/2$

• Recommandation du **BAEL91** :

La section minimale des armatures longitudinales (armatures tendues) en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 \times (ft\ 28/fe) \times b \times d$$

b) Les sollicitations des poutres :

À l'aide du fichier des résultats obtenue à partir du logiciel **ROBOT**, on obtient les résultats suivants :

	Poutre principale			Poutre secondaire		
Section	(30*35)			(30*30)		
Sollicitation	M _t [Kn.m]	Ma [Kn.m]	T [Kn]	M _t [Kn.m]	Ma [Kn.m]	T [Kn]
Etat limite ultime	25,89	-48,27	66.19	22,24	-20,36	36.91
Etat limite de service	18,93	-35,21		16,14	-14,79	
Accidentelle	32,60	-75,62		29,10	-58,87	

Tableau VI.2 : sollicitations des poutres.

- Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

• Poutres principales : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

• Poutre secondaire : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$

- Conditions imposées le BAEL91 :

• Poutre principale :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times (2.1/400) \times 30 \times 31.5 = 1.14 \text{ cm}^2$$

• Poutre secondaire :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times (2.1/400) \times 30 \times 27 = 0.98 \text{ cm}^2$$

3. Exemple de Calcul : Poutres principales (30x35) cm²

A. En travée :

❖ Situation durable et transitoire :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 25.89 \text{ Kn.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$d = h - c = 35 - 3.5 = 31.5 \text{ cm} \quad (c = h/10)$$

$$\mu = M_t^u / b \cdot d^2 \sigma_{bc} = 25.89 \cdot 10^3 / (30 \cdot (31.5)^2 \cdot 14.17) = 0.061$$

$$\mu = 0.061 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400})$$

$$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e/\gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.079$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.97$$

• Détermination des armatures :

$$A_t^u = M_t^u / (\sigma_s \times \beta \times d) = 25890 / (348 \times 0.97 \times 31.5) = \mathbf{2.43 \text{ cm}^2}.$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 31.5 \times 2.1/400 = \mathbf{1,14 \text{ cm}^2}$$

❖ Situation accidentelle :

$$M_t^{acc} = 32.60 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = M_t^{acc} / b \cdot d^2 \sigma_{bc} = 32.60 \cdot 10^3 / (30 \cdot (31.5)^2 \cdot 18.48) = 0.059$$

$$\mu = 0.059 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400})$$

$$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e/\gamma_s = 400/1 = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.97$$

• Détermination des armatures :

$$A_t^{acc} = M_t^{acc} / (\sigma_s \times \beta \times d) = 32600 / (400 \times 0.97 \times 31.5) = \mathbf{2.67 \text{ cm}^2}.$$

$$A_t = \max (A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) \Rightarrow A_t = \mathbf{2.67 \text{ cm}^2}$$

• Choix des armatures :

$$3HA14 \Rightarrow \mathbf{A = 4.62 \text{ cm}^2}$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{t \text{ ser}} = 18.93 \text{ Kn.m}$$

*Flexion simple

*Section rectangulaire avec $\bar{A}E$

*Acier FeE400

*Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} *Flexion simple \\ *Section rectangulaire avec \bar{A}E \\ *Acier FeE400 \\ *Fissuration peu nuisible \end{array} \right\} \rightarrow \alpha ? \leq (\gamma-1)/2 + (f_c 28/100)$$

$$\gamma = M_{t u} / M_{t \text{ ser}} = 25.89 / 18.93 = 1.36$$

$$\alpha = 0,08 < 0,430 \rightarrow \text{aucune vérification de } \sigma_s$$

Donc :

Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

B. En appuis :

❖ **Cas fondamentaux :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_a^u = -48.27 \text{ Kn.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$d = h - c = 35 - 3.5 = 31.5 \text{ cm} \quad (c = h/10)$$

$$\mu = M_a^u / b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 48.27 \cdot 10^3 / (30 \cdot (31.5)^2 \cdot 14.17) = 0.114$$

$$\mu = 0.114 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400})$$

$$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.152$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.94$$

• Détermination des armatures :

$$A_a^u = M_a^u / (\sigma_s \times \beta \times d) = 48270 / (348 \times 0.94 \times 31.5) = \mathbf{4.68 \text{ cm}^2}.$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 30 \times 31.5 \times 2.1 / 400 = \mathbf{1,14 \text{ cm}^2}$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$M_a^{acc} = - 75.62 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = M_a^{acc} / b \cdot d^2 \sigma_{bc} = 75.62 \cdot 10^3 / (30 \cdot (31.5)^2 \cdot 18.48) = 0.137$$

$$\mu = 0.137 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400})$$

$$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e/\gamma_s = 400/1 = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.185$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.93$$

• Détermination des armatures :

$$A_a^{acc} = M_t^{acc} / (\sigma_s \times \beta \times d) = 75620 / (400 \times 0.93 \times 31.5) = \mathbf{6.45 \text{ cm}^2}$$

$$A_a = \max (A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) \Rightarrow A_a = \mathbf{6.45 \text{ cm}^2}$$

• Choix des armatures :

$$6\text{HA}14 \Rightarrow \mathbf{A = 9.24 \text{ cm}^2} \text{ (3HA14 FILANTE + 3HA14 RENFORT)}$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_a \text{ ser} = -35.21 \text{ Kn.m}$$

*Flexion simple

*Section rectangulaire avec $\dot{A}E$

*Acier FeE400

*Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} *Flexion simple \\ *Section rectangulaire avec \dot{A}E \\ *Acier FeE400 \\ *Fissuration peu nuisible \end{array} \right\} \rightarrow \alpha ? \leq (\gamma - 1)/2 + (f_c/28/100)$$

$$\gamma = M_a^u / M_a \text{ ser} = 48.27 / 35.21 = 1,37$$

$$\alpha = 0,185 < 0,435 \rightarrow \text{aucune vérification de } \sigma_s$$

Donc :

Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

C. Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$\mathbf{Tu \text{ max} = 66.19 \text{ Kn}}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

[CBA93/A.5.1.3]

$$Tu \leq 0,267 \times a \times b \times f_c/28$$

$$\text{Avec : } a = 35 - 2.5 \cdot 2 \Rightarrow a = 30.5 \text{ cm}$$

Tu max 66190 N < 610762.5 N

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures

Longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq (\gamma_s / f_e) [T_u + M_a u / (0,9 \times d)]$$

$$A_{\text{inf}} = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.91 \text{ cm}^2$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne

Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = T_u \text{ max} / (b \times d) = 0.70 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \tau_u = \min [0,2 \times f_{ct28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.70 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d) Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min (h/35; b/10; \phi_l \text{ min})$$

$$\phi_t \leq \min (35/35; 30/10; 1.2) = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm de nuance d'acier FeE235} \Rightarrow 2\phi_8 \text{ } A_t = 1,01 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre).}$$

• **L'espacement des armatures transversales :**

$$A_t / (b \times \delta t_1) \geq (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k) / (0.9 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)) \text{ [CBA93/A. 5. 1. 2. 3].}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta t_1 \leq (A_t \times 0.90 \times f_e) / (b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})) = 202,43 \text{ cm}$$

$$\delta t_2 \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (28.35 ; 40) = 28.35 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta t_3 \leq A_t \times f_e / (0.4 \times b) = 39.36 \text{ cm [CBA93/A. 5. 1. 2. 2].}$$

$$\delta t \leq \min (\delta t_1; \delta t_2; \delta t_3) = 28.35 \text{ cm.}$$

❖ Selon le RPA99 (version 2003) :

➤ Zone nodale :

$$\delta t_4 \leq \min (h/4; 12 \varnothing_L) = 8.75 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$\delta t_5 \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm}$$

Donc :

$\delta t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

$\delta t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale.

e) Vérification des armatures transversales :

➤ Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2. (4\varnothing 8 = 2.01 \text{ cm}^2)$$

➤ Zone courante :

$$A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2.$$

f) Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 40 \varnothing_{\max} \text{ (Zone IIa)}$$

$$\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (Zones critiques).

Remarque : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est le même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Type des poutres		A min (cm ²)		A cal [cm ²]	Barres choisies	A corr [cm ²]	Recouvrement [cm]
		BAEL [cm ²]	RPA99 V(2003) [cm ²]				
Poutres principales (30x35)	Travées	1.14	5.25	2.67	3T14	4.62	56
	Appuis	1.14	5.25	6.45	6T14	9.24	56
Poutres secondaires (30x30)	Travées	0.98	4.5	2.84	3T14	4.62	56
	Appuis	0.98	4.5	5.89	3T14+3T12	8.01	56

Tableau VI.3 : ferrailages des poutres principales et secondaires.

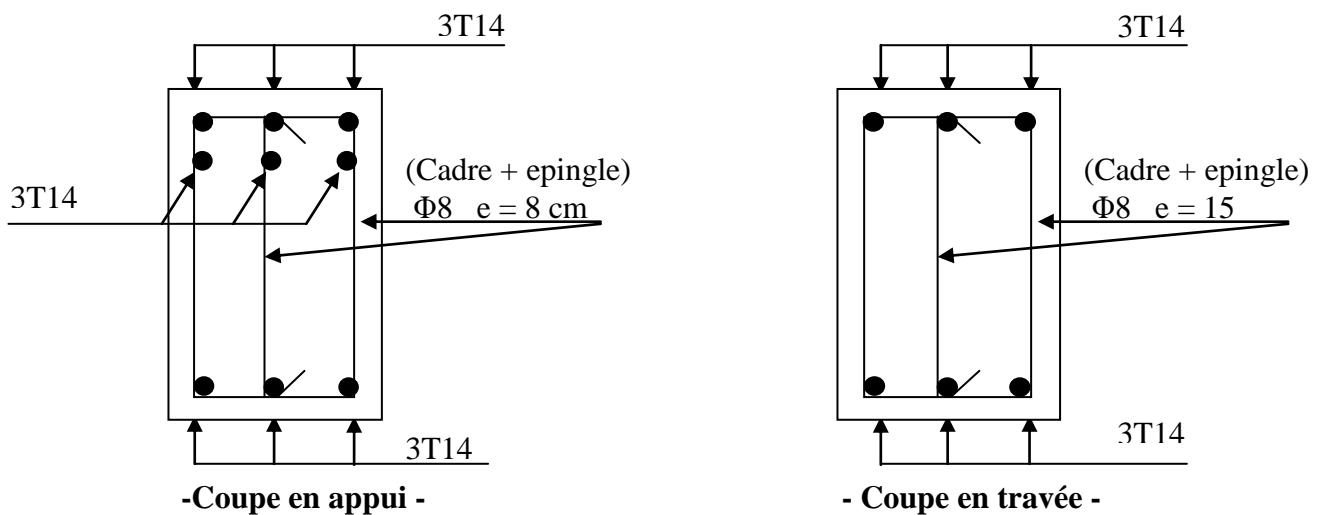


Fig.VI.1 : Schéma de ferrailage pour la poutre principale en travée et en appuis

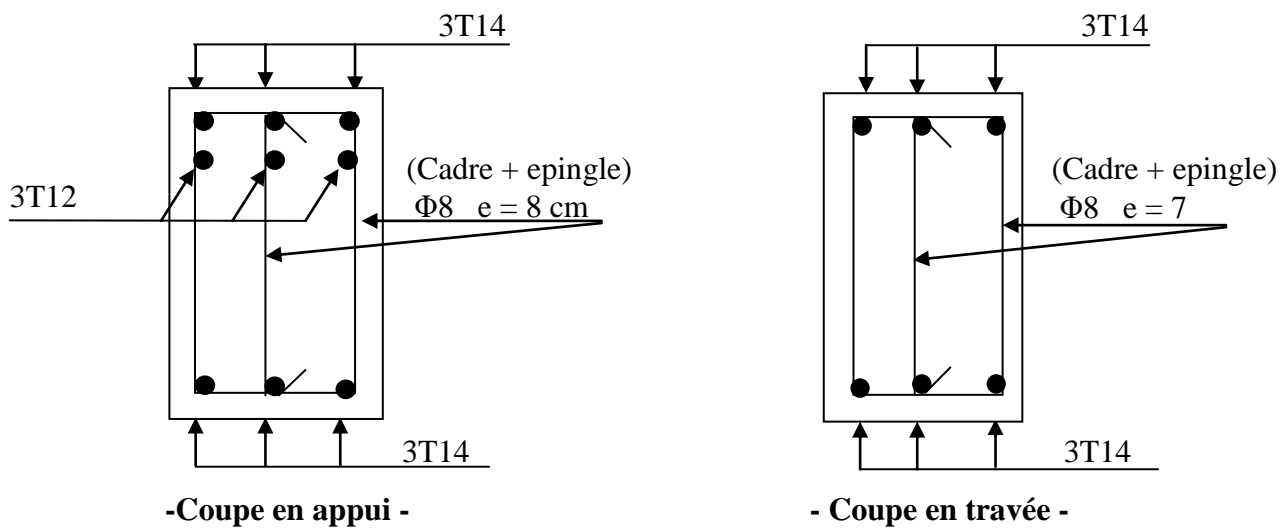


Fig. VI-2 : Schéma de ferrailage pour la poutre secondaire en travée et en appui

VI.3. Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de résister aux efforts horizontaux (vent, séisme, ... etc.) et aux efforts amenés par les poutres, en les transmettent à leurs tours aux fondations.

Ils sont sollicités en flexion composé ou en compression simple selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section.

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M_x et M_y).

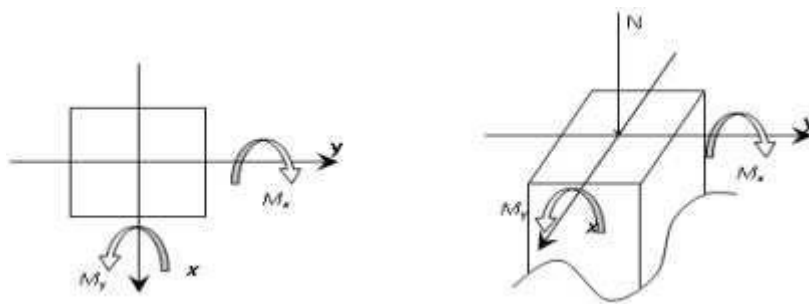


Figure VI.3 : Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Donc trois cas peuvent se présenter, à savoir :

1 er cas : $N \text{ max} \rightarrow (M_x \text{ corr} ; M_y \text{ corr})$.

2ème cas : $M_x \text{ max} \rightarrow N \text{ corr} ; M_y \text{ max} \rightarrow N \text{ corr}$.

3ème cas : $N \text{ min} \rightarrow (M_x \text{ corr} ; M_y \text{ corr})$.

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99, V2003 et le BAEL91.

a. Ferrailage réglementaire :

• Recommandation du RPA99, V2003 :

1. Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales on doit respecter les conditions suivantes :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences (HA), droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal sera de $0,8 \% \times B$ en zone IIa ;

- Leur pourcentage maximale sera de $\begin{cases} 4\% \times B \text{ en zone courante ;} \\ 6\% \times B \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi l$ max en zone **IIa** ;
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique) ;

- Les longueurs (l') à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$l' = 2 h.$$

$$h' = \max (h_e/6; b ; h ; 60\text{cm})$$

Avec :

h : La hauteur de la poutre en (cm) ;

a, b : Dimensions de la section d'un poteau en (cm) ;

h_e : La hauteur libre entre deux étages en (cm).

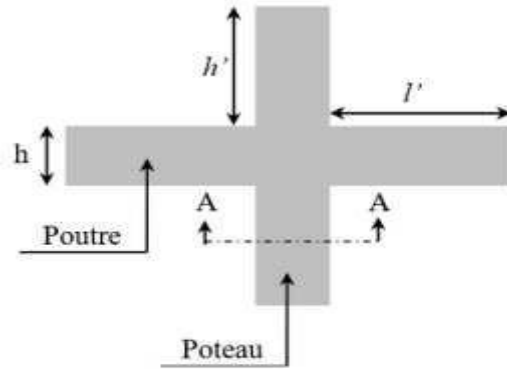


Figure VI.4 : schéma de la zone nodale du poteau

2. Les armatures transversales :

[Article 7.4.2.2 / RPA99, V2003] Les armatures transversales des poteaux A t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e} \quad \text{[Formule 7.1 / RPA99, V2003].}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant en (N) ;

a : Hauteur totale de la section brute en (cm) ;

f_e : Limite élastique des armatures transversales en (MPa) ;

ρ_a : Coefficient qui dépend de l'élançement géométrique.

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_a = 2,50 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right).$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales en (cm).

L'espaceur des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale $\rightarrow \delta t \leq \min(10\Phi 1 ; 15 \text{ cm}) \dots$ Zone IIa.
- En dehors de la zone nodale (zone courante) $\rightarrow \delta t \leq 15\Phi 1 \dots$ Zone IIa.

La section minimale des armatures transversales est calculée à l'aide de la formule :

$A_t/(\delta t \times b)$ en % est donné comme suit :

$$\text{Si : } \begin{cases} \lambda g \geq 5 \rightarrow 0,4 \% ; \\ \lambda g \leq 3 \rightarrow 0,8 \% ; \\ 3 < \lambda g < 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

> Recommandation du BAEL91 :

1. Les armatures longitudinales :

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- Pour une section entièrement comprimée $\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq 4 \text{ cm}^2 \text{ paramètre de périmètre ;} \\ 0,2\% B \leq A_l \leq 5 \% B. \end{array} \right.$

[Article A.8.1,21 / BAEL91]

Avec : B : La section totale du poteau en (cm²).

- Pour une section entièrement tendue $\rightarrow A_{min} = ft28/(f_e \times B)$
- Pour les sections rectangulaires : La distance maximale c de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min (b+10 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

b : Le petit côté du rectangle en (cm).

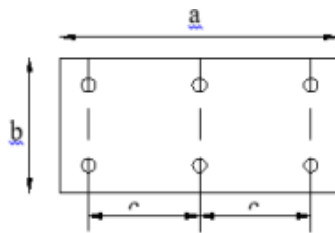


Figure VI.5 : Espaceur entre les armatures longitudinales d'un poteau.

* Armatures minimales :

$$\begin{cases} A_{min} = \max [(0,2 \times b \times h)/100; 8 (b + h)/100] \rightarrow \text{pour la compression simple.} \\ A_{min} = 0,23 \times b \times f_t / f_e \rightarrow \text{pour la flexion simple.} \end{cases}$$

2. Les armatures transversales : [Article A.8.1.3 / BAEL91]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\Phi_t \leq 1/3\Phi_l \text{ max}$$

- L'espacement des armatures transversales est de :

$$\delta_t = \min (\Phi_l \text{ min}; 40 \text{ cm} ; b+10 \text{ cm})$$

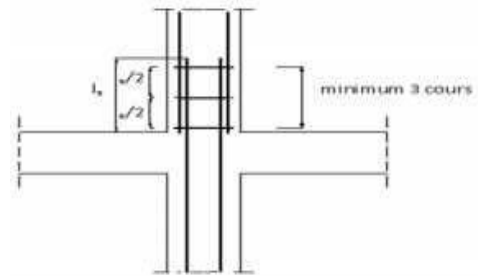


Figure VI.6 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau en (cm) ;

$\Phi_l \text{ min}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance en (cm).

- On doit prévoir trois cours d'armatures transversales, Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales.

b. Les sollicitations des poteaux :

Sollicitations	ELU 1,35G+1,5Q		G+Q+E		0,8G±E	
	N _{max} [Kn]	M _{corr} [Kn.m]	M _{max} [Kn.m]	N _{corr} [Kn]	N _{min} [Kn]	M _{corr} [Kn.m]
RDC ↓ 4 ^{ème} étage (35*35)	675,25	8,54	-153,70	-38,17	-289,02	19,90

Tableau VI.4 : sollicitations des poteaux.

a. Application des conditions imposées :

Données		Formule [cm ²]	A _{min} [cm ²]	
			RPA99,v2003	BAEL 91
B[cm]	H[cm]		0,8 % B	max (0,2 % B ; 8 % (b + h))
35	35	(35x35)	9,8	5,6

Tableau VI.5 : application des conditions imposées.

d. Exemple de calcul du ferrailage :

• Calcul des armatures longitudinales :

❖ 1 er cas : État limite ultime (ELU) :

Les sollicitations prises en compte sont :

$N_{max} = 675,25 \text{Kn}$

$M_{corr} = 8,54 \text{Kn.m}$

➤ Position du point d'application de l'effort normale N

Vérifiée si : $e = M/N \leq h/12$:

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e = M/N$	$h/12$
RDC	(35×35)	35	1.26	2,92
Constatation	L'effort normal N de compression se trouve dans la moitié de la hauteur du noyau central. Donc la section sera calculée en compression simple			

Tableau VI.6 : vérification de la position du point d'application de l'effort normale N.

État limite ultime de résistance (ELU) :

Poteau	b [cm]	h [cm]	B [cm ²]	N [N]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	A'_1 [cm ²]	Conclusion
							$\frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$	
(35×35)	35	35	1225	675250	14,17	348	-30,47	$A'_1 = 0 \text{ cm}^2$

Tableau VI.7 : Tableau de calcul des armatures du poteau (35×35) cm² à l'ELU.

État limite de stabilité de forme (ELSF) :

Vérifier si on a une compression excentrée, en utilisant la condition suivante :

$\lambda = 3,46 \times l_f/h \leq \max(50 ; 67 \times e/h)$

Niveau	Poteau	h [cm]	h _K [m]	l_f [m]	e [m]	λ	$\max(50 ; 67 \times \frac{e}{h})$
				$0,7 \times h_K$	$\frac{M}{N}$	$3,46 \times \frac{l_f}{h}$	
RDC	(35*35)	35	3,06	2,142	1.26	21.17	241.2
Conclusion	Compression excentré → La section sera calculée sous les sollicitations majorées suivantes : $\begin{cases} N'_1 = \alpha_1 \times N' \\ M'_1 = N'_1 \times (e + e_2) \end{cases}$						

Tableau VI.8 : vérification de l'existence de la compression excentrée

➤ Calcul des sollicitations majorées :

- Calcul de l'excentricité additionnelle e_a :

Niveau	L [cm]	e_a [cm]
		$\max(2 \text{ cm}, L/250)$
RDC	306	2

Tableau VI.9 : Tableau de calcul de l'excentricité additionnelle.

- Calcul du coefficient α :

Niveau	e	$\frac{e}{h} \leq 0,75$	α_1
			$1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$
RDC	1.26	0.036	1.07

Tableau VI.10 : Tableau de calcul du coefficient α .

Niveau	Poteau	N'_1 [KN]	M'_1 [KN.m]
		$\alpha_1 \times N'$	$N'_1 \times (e + e_a)$
RDC	(35×35)	722.52	2201.32

Tableau VI.11 : Tableau des sollicitations majorées

➤ Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

Vérifiée si : $e_1 = M'_1/N'_1 \leq h/2 - c$

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e_1 = \frac{M'_1}{N'_1}$ [cm]	$\frac{h}{2} - c$ [cm]
RDC	(35*35)	35	3.05	14
Conclusion	Le point d'application de l'effort normal de compression N'_1 se trouve à l'intérieur de la section			

Tableau VI.12 : la position du point d'application de N'_1 .

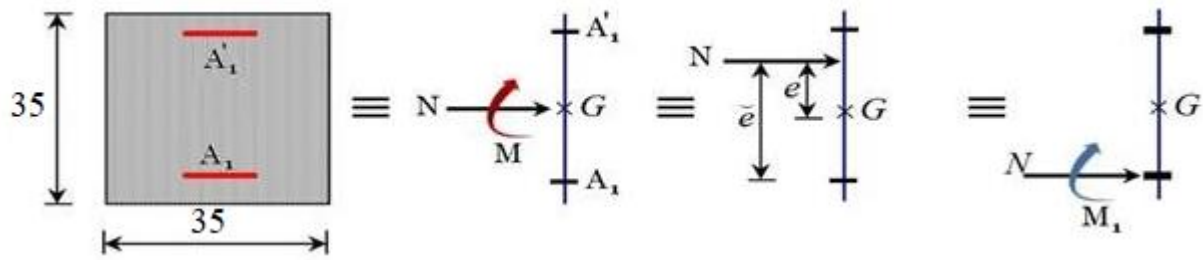


Figure VI.7 : Position du point d'application de l'effort normal N'_1 (1er cas).

➤ Vérification si la section est partiellement comprimée (SPC) :

Vérifiée si : $(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1(d - c_1) - M'_1$

①
②

Niveau	Poteau	é [cm]	M' ₁ [KN.m]	① [KN.m]	② [KN.m]
		$e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right)$	$N'_1 \times é$		
RDC	(35*35)	17.05	115.13	155.53	87.18
Constatation	① > ② → Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment $M'_1 = N'_1 \times \check{e}$				

Tableau VI.13 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée.

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = M'_1 / (\sigma_b \times b \times d^2) = 115130 / (14,17 \times 35 \times 31,5^2) = 0,234$$

$$\mu = 0,234 < \mu_L = 0,392 \text{ \AA } N' \text{ existe pas et ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = f_e/\gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,338$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,865$$

➤ Détermination des armatures

$$A_1 = M_1 / (\sigma_s \times \beta \times d) = 115130 / (348 \times 0,865 \times 31,5) = 12,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC1} = A_1 - (N / (100 \times \sigma_s)) = 12,14 - (675250 / (100 \times 348)) = -7,26 \text{ cm} < 0 \rightarrow \mathbf{A = 0 \text{ cm}^2}$$

❖ 2ème cas :

- Situation accidentelle :

Les sollicitations prises en compte sont :

$$M_{\max} = -153,70 \text{ Kn.m}$$

$$N_{\text{corr}} = -38,17 \text{ Kn}$$

➤ Position du point d'application de l'effort normale N

Vérifiée si : $e = M/N \leq h/12$

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e = M/N$	$h/2-c$
RDC	(35×35)	35	402.67	14
Constatation	L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts. N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif : $MF = N \times e$			

Tableau VI.16 : la position du point d'application de l'effort normale N.

➤ Vérification de l'existence de A' :

$$MF = N \times e \text{ Avec : } e = e_1 + (h/2 - C) = 416,67 \text{ cm.}$$

$$MF = N \times e = 159,04 \text{ kN. m}$$

$$\mu = MF / (\sigma_b \times b \times d^2) = 159040 / (18,48 \times 35 \times 31,5^2) = 0,248$$

$$\mu = 0,248 < \mu_L = 0,392 \text{ \AA N'existe pas et ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = f_e/\gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,362$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,855$$

➤ Détermination des armatures

$$A_1 = M_1 / (\sigma_s \times \beta \times d) = 159040 / (400 \times 0,855 \times 31,5) = 14,77 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC1} = A_1 - (N / (100 \times \sigma_s)) = 14,77 - 38170 / (100 \times 400) = 13,82 > 0 \rightarrow \mathbf{A = 13,82 \text{ cm}^2}$$

❖ 3ème cas :

- Situation accidentelle :

Les sollicitations prises en compte sont :

$N_{min} = - 289.02 \text{ Kn}$

$M_{corr} = 19,90 \text{ Kn.m}$

➤ Position du point d'application de l'effort normale N

Vérifiée si : $e = M/N \leq h/12$

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e = M/N$	$h/2-c$
RDC	(35×35)	35	6.88	14
Constatation	L'effort normal N de compression se trouve dans la moitié de la hauteur du noyau central. Donc la section sera calculée en compression simple.			

Tableau VI.17: la position du point d'application de l'effort normale N.

Niveau	Poteau	N'_1 [KN]	M'_1 [KN.m]
		$\alpha_1 \times N'$	$N'_1 \times (e + e_a)$
RDC	(35×35)	309,25	2746.14

Tableau VI.18 : sollicitations majorées

➤ Position du point d'application de l'effort normal de compression N'1 :

Vérifiée si : $e_1 = M'_1/N'_1 \leq h/2- c$

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e_1 = \frac{M'_1}{N'_1}$ [cm]	$\frac{h}{2} - c$ [cm]
RDC	(35*35)	35	8.88	14
Conclusion	Le point d'application de l'effort normal de compression N'_1 se trouve à l'intérieur de la section			

Tableau VI.12 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N'1.

➤ Vérification si la section est partiellement comprimée (SPC) :

$$\text{Vérifiée si : } \underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{\textcircled{1}} \leq \underbrace{N'_1(d - c_1) - M'_1}_{\textcircled{2}}$$

Niveau	Poteau	é [cm]	M' ₁ [KN.m]	①	②
		$e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right)$	N' ₁ × é	[KN.m]	[KN.m]
RDC	(35*35)	22.88	70.76	155.53	15.83
Constatation	① > ② → Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M' ₁ = N' ₁ × ẽ				

Tableau VI.13 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée.

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = M'_1 / (\sigma_b \times b \times d^2) = 70760 / (18,48 \times 35 \times 31,5^2) = 0,110$$

$$\mu = 0,110 < \mu_L = 0,392 \text{ \AA } N' \text{ existe pas et ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = f_e/\gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,146$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,942$$

➤ Détermination des armatures

$$A_1 = M_1 / (\sigma_s \times \beta \times d) = 70760 / (400 \times 0,942 \times 31,5) = 5,96 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC1} = A_1 - (N / (100 \times \sigma_s)) = 5,96 - (282020 / (100 \times 400)) = -1,09 \text{ cm} < 0 \rightarrow \mathbf{A = 0 \text{ cm}^2}.$$

$$A_{cal} = \max(A_{1er \text{ cas}}, A_{2ème \text{ cas}}, A_{3ème \text{ cas}}) = \mathbf{13,82 \text{ cm}^2}$$

Ferraillage adopté :

La section adoptée pour les poteaux (35×35) cm² est :

$$A = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = \mathbf{13,82 \text{ cm}^2}$$

Choix : 8T16 A= 16.08 cm²

a. Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier de résultats **Robot** : $T_u \text{ max} = 39.76 \text{ KN}$

$$\tau_u = T_u \text{ max} / (b \times d) = 39760 / (35 \times 35 \times 100) = 0,324 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min [0,2 \times f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}] = 3,34 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0,324 \text{ MPa} < \tau_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

b. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \phi_{L\text{max}} / 3 = 1.6 / 3 = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

c. Espacement des armatures transversales :

➤ Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t \leq \min(15\phi_{L \text{ min}}; 40\text{cm}; b+10\text{cm}) = 18\text{cm}$$

$$\delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)

Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_{L \text{ min}}; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

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

Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_{L \text{ min}} = 18\text{cm}$$

$$\delta_t = 15\text{cm}$$

d. Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = l_f / h = 214,2 / 35 = 6.12\text{cm} > 5 \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,3\% \times b \times \delta_t = 0,003 \times 35 \times 15 = 1,58 \text{ cm}^2$$

e. Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2.h \Rightarrow L' = 2 \times 35 \Rightarrow L' = 70 \text{ cm}$$

$$h' = \max(h_e/6; b; h; 60) = \max(306/6; 35; 35; 60) = 60\text{cm}$$

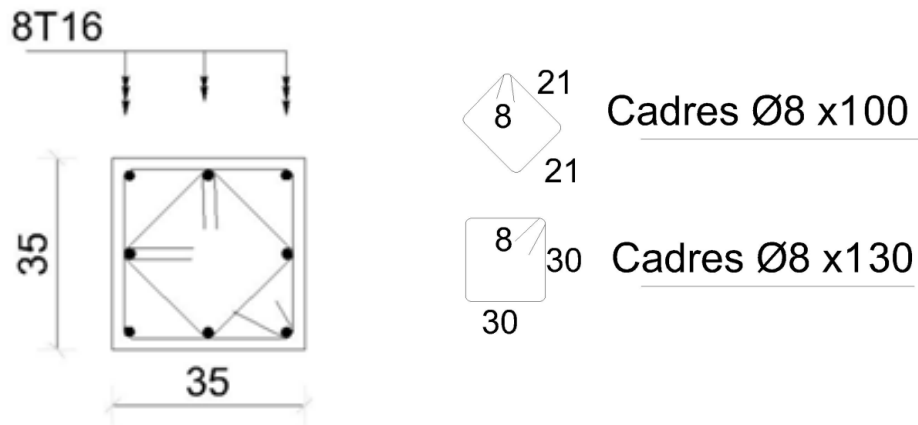
f. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40. \phi_{L\text{max}}$$

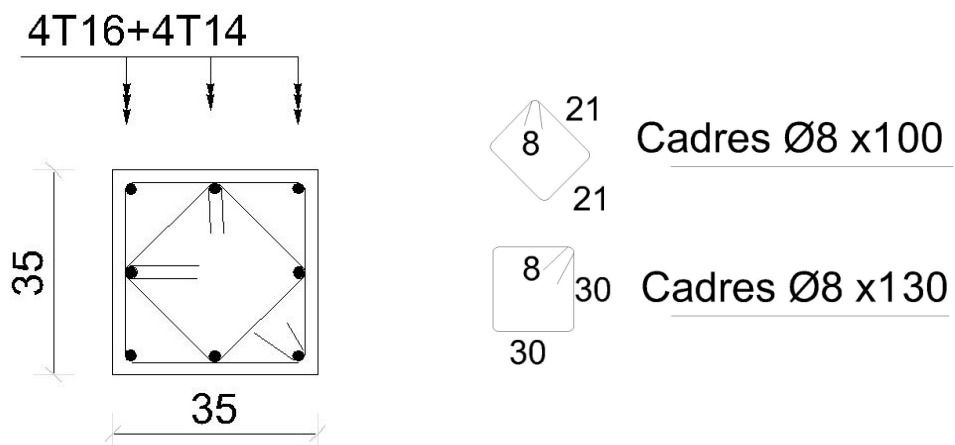
$$L_r = 64 \text{ cm}$$

Tableau VI.14 : Tableau récapitulatif du choix de ferrailage des poteaux.

Niveau	Poteau	Armature longitudinale						Armature transversale		
		A_{cal} [cm ²]	A_{minRPA} [cm ²]	$A_{minBAEL}$ [cm ²]	A_{max} [cm ²]	Choix d'armatures	L_r [cm]	A_t	Espacement courant [cm]	Espacement nodale [cm]
RDC ↓ 1 ^{er} Étage	(35×35)	13,82	9.80	5,6	13.82	8T16 A= 16,08 cm ²	64	2Φ8	15	10
2 ^{ème} Étage ↓ 4 ^{ème} Étage	(35×35)	13,82	9.80	5,6	13.82	4T16+4T14 A=14,20 cm ²	64	2Φ8	15	10



RDC+1^{er} étage



2+3+4^{ème} étage

Figure VI.8 : Schéma de ferrailage des poteaux

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the right, framing the text.

Chapitre VII

Etude des voiles

VII.1. Introduction :

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Le voile est considéré comme une console encastree à sa base il est donc calculé en flexion composée avec effort tranchant.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement.
- Voile périphérique.

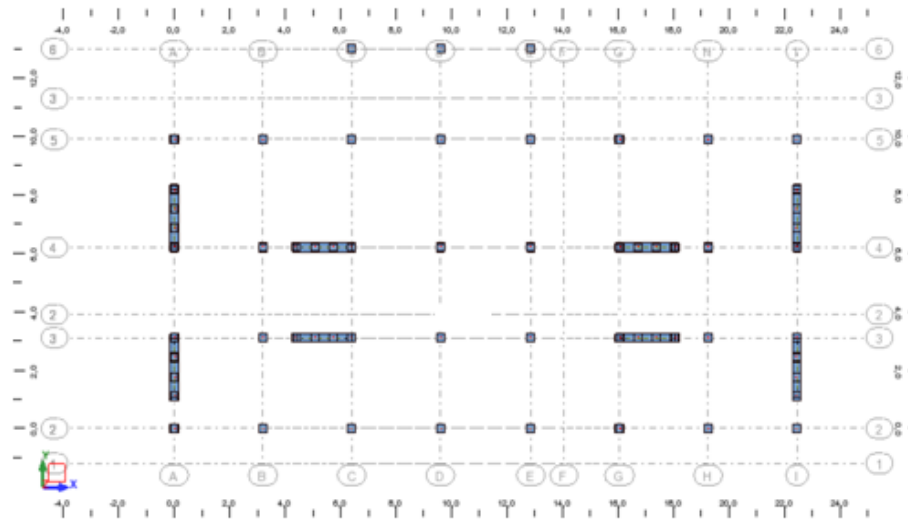


Fig.VII.1: Répartition des voiles

VII.2- Ferrailage des voiles de contreventement :

Les Voiles sont ferrillés à l'aide des résultats donnés par le logiciel **ROBOT**.

Selon l'article [7.7.4 de RPA99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 "CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003] (voir chapitre II).
- Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfait les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferrillages suivants :

- ✓ Des aciers verticaux ;
- ✓ Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
 - $G + Q$
 - $G + Q \pm E$
- } [RPA99/2003/V.5.2]

• $0,8G \pm E$

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrillages sont Composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

VII.2.1- Les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1] :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire (figure VIII.1) , et seront calcul à la flexion composées [RPA99/v.2003/7.7.4

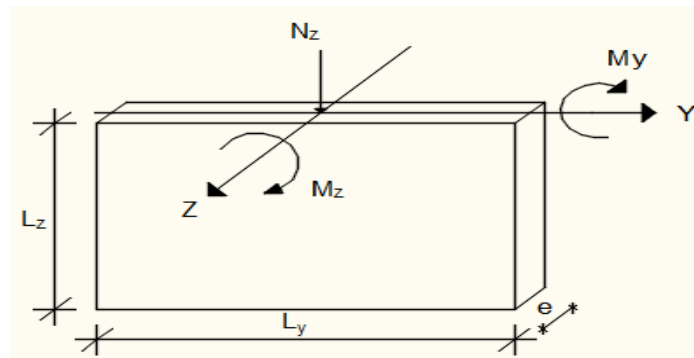


Fig.VII. 2: Les sollicitations de calcul d'un voile.

- **Sens z-z :**

$N_z ; M_y \rightarrow$ section des armatures verticales à l'extrémité du voile (Voir figure. VIII.2)

- **Sens y-y :**

$N_z ; M_z \rightarrow$ section des armatures verticales parallèles au parement du voile (Voir figure. VIII.2).

➤Condition le Règlement Parasismique Algérienne version 2003/7.7.4.1 :

- **Armatures minimales:**

✓ A chacune des extrémités du voile $A_V \geq 4HA10$.

✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_2 = [L \times e \times 0,15\%] - 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2).$$

✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des force verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%**

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

• **Espacement des barres verticales :**

$S = \min (1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$ en zone courante ;

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ du largeur du voile

(Voir figure VII.3).

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

Le diamètre des barres verticales du voile : $\phi \leq (L/10).e$

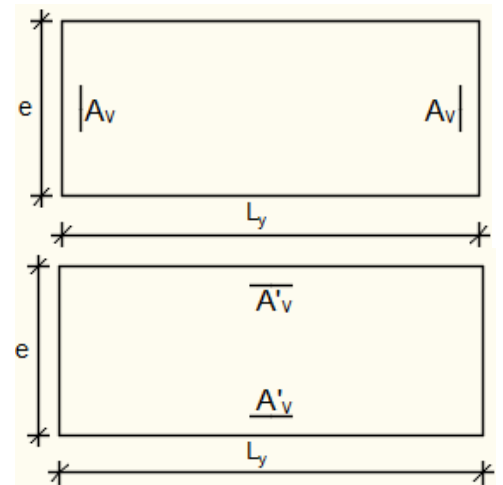


Fig.VII.3: les sections de calcul

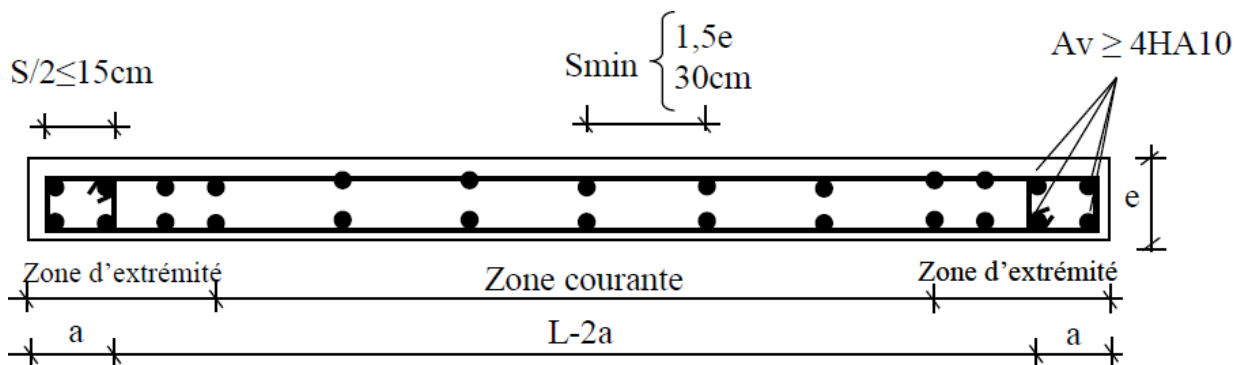


Fig.VII.4 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.2.2- Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont calculées à l'effort tranchant avec :

$$At/(b_0 \times St) \geq (\tau_u - 0,3ft28 \times k)/0,9 \times fe/\gamma_s \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$k = 0(\text{Pas de reprise de betonage}) ; \alpha = 90^\circ$$

➤ **Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]**

✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

✓ Les deux nappes d'armatures doivent être disposées vers l'extérieure.

✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

❖ Exemple de calcul :

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (**robot**) ; les sollicitations Maximales sont :

N [KN]	M [KN.m]	T [KN]
-3695,67	2826,19	1209,98

Tableau. VII.1 : Les sollicitations de calcul du voile

❖ Situation accidentale :

Les sollicitation prises en compte sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = -3695,67 \text{ KN.} \\ M = 2826,19 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

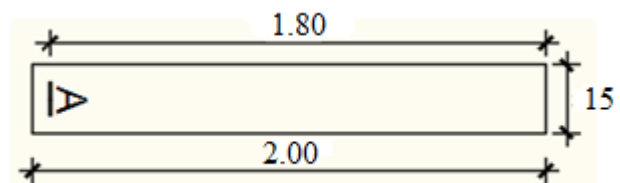


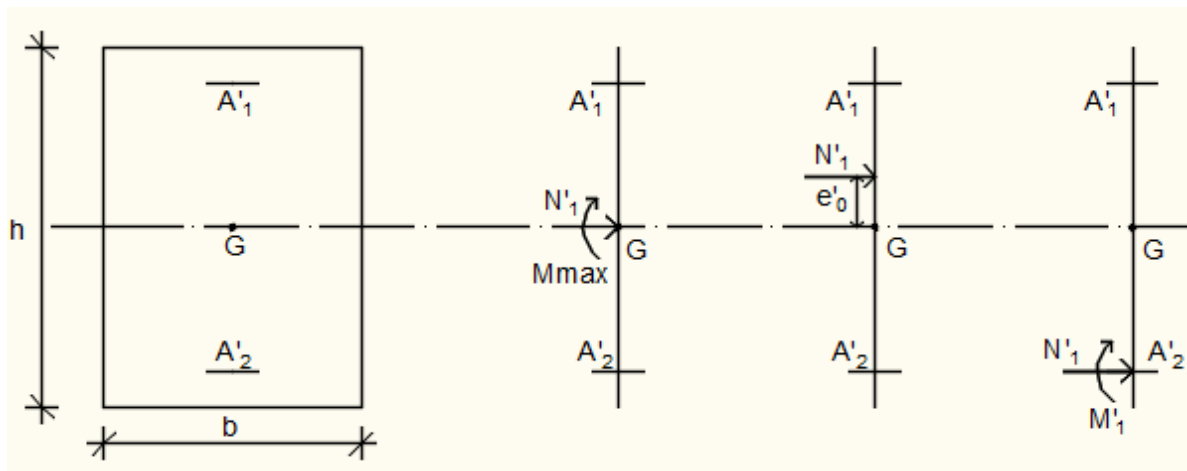
Fig.VII.5: Section du calcul de voile suivant l'axe xx.

➤ Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = M/N = 2826,19 / 3695,67 = 76 \text{ cm} < h/2 = 100 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de traction est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement tendue :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c1) \times \sigma_b \times b \times h}_{\textcircled{1}} \leq \underbrace{N'1(d - c1) - M'1}_{\textcircled{2}}$$



FigVII.6 Moment par rapport aux armatures les moins tendues

$$M'1 = N \times ea$$

$$ea = (d-h/2)-e = 4 \text{ cm.}$$

$$M'1 = 3695,67 \times 0,04 = 147,83 \text{ KN. m}$$

$$(1) = (0,337 \times 200 - 0,81 \times 20) \times 18,48 \times 15 \times 200 = 2838,53 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 3695,67 \times (1,80 - 0,20) - 147,83 = 5765,24 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) < (2) → La section est entièrement tendue (**S.E.T**).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion composé avec un moment par rapport aux armatures tendue .

➤ Calcul des armatures en flexion composé à L'ELU :

$$ea = (d - h/2) - e = (180 - 200/2) - 76 = \mathbf{4 \text{ cm.}}$$

$$\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = \sigma_s = \mathbf{400 \text{ MPa.}}$$

$$F_{S1} = A1 * \sigma_{s1}$$

$$F_{S2} = A_2 \cdot \sigma_{s2}$$

$$\begin{cases} A_{S1} = N / \sigma_{s1} / (1 - (e_a / (d - c))) \\ A_{S2} = N \cdot e_a / (\sigma_{s2} \cdot (d - c)) \end{cases}$$

Le règlement impose pour les aciers tendus une section minimale :

$$A'_{\min} = B \cdot f_{t28} / f_e \text{ avec : } B = bh$$

$$A'_{\min} = 200 \cdot 15 \cdot 2,1 / 400 = 15,75 \text{ cm}^2.$$

$$A_{S1} = N / \sigma_{s1} / (1 - (e_a / (d - c))) = 3695,67 / 400 / (1 - (4 / (180 - 20))) = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{S2} = N \cdot e_a / (\sigma_{s2} \cdot (d - c)) = 3695,67 \cdot 4 / (400 \cdot (180 - 20)) = 2,30 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{cases} A_1 = \max (A_{S1} ; A'_{\min}) = 15,75 \text{ cm}^2. \\ A_2 = \max (A_{S2} ; A'_{\min}) = 15,75 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

• Les armatures minimales : **RPA : [Article 7.7.4.3]**

$$A_{\min 1} = [(L - 2a) \times e] \times 0,10 = [(200 - 2 \times 20) \times 20] \times 0,10\% = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min 2} = [0,15\% \times L \times e] - 2 A_v \Rightarrow A_2 = - 27,5 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{1t} = \max (A_1 ; A_{\min 1} ; A_{\min 2}) = 15,75 \text{ cm}^2 \\ A_{2t} = \max (A_2 ; A_{\min 1} ; A_{\min 2}) = 15,75 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• Choix des armatures:

$$14\text{HA}12 \rightarrow A = 15,83 \text{ cm}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$e'0 = M_{ser} / N_{ser} = 217,30 / 3331,81 = 6,52 \text{ cm} < h/6 = 33,33 \text{ cm} \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

• Vérification des contraintes :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s

$$b = 15 \text{ cm} ; h = 200 ; c = 20 ; d = 180 \text{ cm et } A'_1 = A'_2 = 15,75 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 15 \times 200 + 15(15,75 \times 2) = 3472,5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = 1/B_0 \times [(b \times h^2/2) + 15 \times (A'_1 \times c + A'_2 \times d)]$$

$$\Rightarrow V_1 = 1/3472,5 \times [(15 \times 200^2/2) + 15 \times (15,75 \times 20 + 15,75 \times 180)] = 100 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 200 - 100 = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 IXX' &= b/3 \times (V1^3 + V2^3) + 15 \times [A1' \times (V1 - c)^2 + A2' \times (d - V1)^2] \Rightarrow \\
 IXX' &= 15/3 \times (100^3 + 100^3) + 15 \times [15,75 \times (100 - 20)^2 + 15,75 \times (180 - 100)^2] \Rightarrow \\
 IXX' &= 13024000 \text{ cm}^4 \\
 MG &= M_{ser} - N_{ser} \times (h/2 - V1) = 217,30 - 3331,81 \times (2/2 - 1) = 217,30 \text{ KN. M}
 \end{aligned}$$

• **Vérification exacte :**

$$eG = MG/NG \leq IXX' / [B + 15(A1' + A2')] \times V2 = IXX' / (B0 \times V2)$$

$$eG = 217,30 / 3331,81 = 6,52 \text{ cm}$$

$$IXX' / (B0 \times V2) = 13024000 / (3472,5 \times 100) = 3,75 \text{ cm}$$

6,52 cm > 3,75 cm => la section est entièrement tendue (SET).

$$\sigma_0 = N_{ser} / (100 \times B0) = 3331,81 / (100 \times 3472,5) = 9,590 \text{ MPa}$$

$$K = MG / IXX' = 217,30 / 13024000 = 0,00002$$

$$\sigma_{b1} = \sigma_0 + K \times V1 = 9,59 + 0,00002 \times 100 = 9,592 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b1} = 9,952 \text{ MPa} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

=> les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

-Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue :

$$A_{RPA} = 0,20\% \times b \times L \text{ (Amin en zone tendue par le RPA 99/7.7.4.1).}$$

$$A_{RPA} = 0,002 \times 15 \times 200 = 6,00 \text{ cm}^2.$$

Espacement minimale des armatures :

- **Armatures Verticales :**

• **Dans la zone courante :**

$$St \leq \min(1,5a; 30\text{cm}) \text{ [RPA]} \Rightarrow St \leq \min(1,5 \times 15; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min(22,5; 30\text{cm}) \Rightarrow St \leq 22,5 \text{ cm}$$

$$St \leq \min(2a; 33\text{cm}) \text{ [BAEL]} \Rightarrow St \leq \min(2 \times 15; 33\text{cm})$$

$$St \leq \min(30; 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

$St \leq \min(St_{RPA}; St_{BAEL}) \Rightarrow St \leq 22,5 \text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre

à condition que $St \leq 22,5 \text{ cm}$

Donc on adopte un espacement : **St = 20cm.**

- **Dans la zone nodale :**

$$St' \leq st/2 \Rightarrow St' \leq 20/2 = 10 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{St' = 10 \text{ cm}}$$

Remarque :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : 4HA8.

- **Armatures Horizontales:**

$$\text{Espacement } S \leq \min(1,5e ; 30) \text{ cm} = \min(22,5 ; 30) \text{ cm} = 22,5 \text{ cm.} \rightarrow \mathbf{St = 20 \text{ cm.}}$$

Armature horizontale : pour une nappe

D'après le BAEL 91 :

$$Ah = Av/4 = 31.5/4 = \mathbf{7,87 \text{ cm}^2}. \quad (Av = 15,75 * 2 = 31.5 \text{ cm})$$

D'après le RPA99/2003 :

$$Ah = 0.15\% * L * e = \mathbf{4,5 \text{ cm}^2}.$$

Soit **13HA10** pour chaque nappe avec $St = 20 \text{ cm}$

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$$T = 1209,98 \text{ KN} ; e = 15 \text{ cm} ; d = 0,9 * h \quad (h : \text{ hauteur de voile})$$

$$\tau_u = 1.4 T / e * d = 1.4 \times 1209980 / (15 * 0.9 * 276 * 100) = 4,55 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 4,55 \text{ MPa} \leq \tau = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \quad \mathbf{\text{condition vérifiée.}}$$

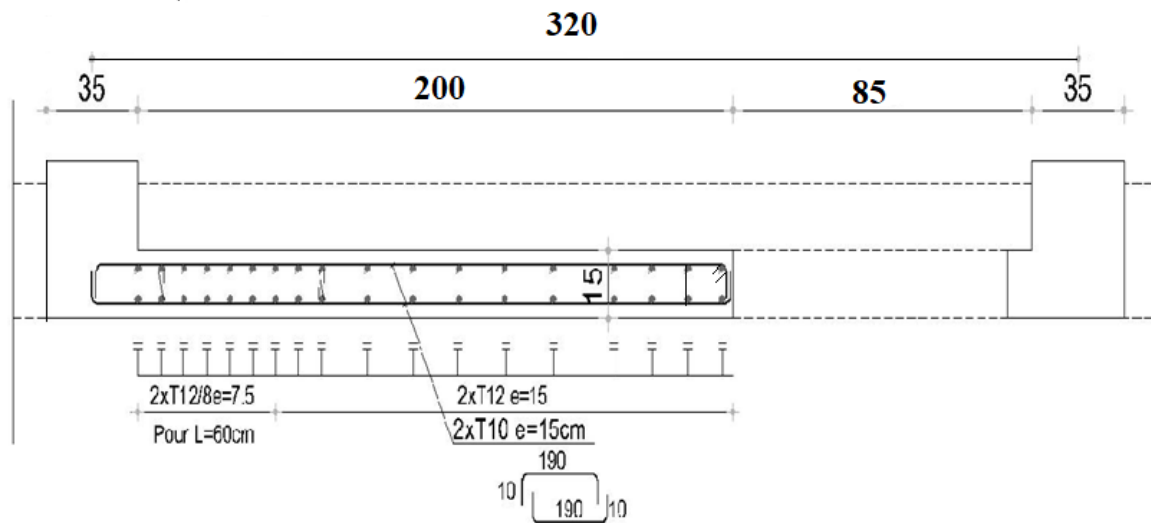


Fig.VII.7 : Dessin du ferrailage du voile de contreventement.

VII.3- Etude des voiles périphériques :

Selon le [RPA99V Articles 10.1.2], Les ossatures en dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ❖ Épaisseur $\geq 15\text{cm}$
- ❖ Les armatures sont constituées de deux nappes
- ❖ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ❖ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

VII.3.1- Détermination des sollicitations :

a) Poids propre du voile périphérique :

$$PPr = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e$$

h : la hauteur de voile.

e : Epaisseur de voile.

$$V_b = 1 \times 2,50 \times 0,15 = 0,375 \text{ m}^3$$

$$P_{Pr} = 25 \times 0,375 = 9,375 \text{ KN}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N_u = 1,35 \times 9,375 = 12,656 \text{ KN}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N_{ser} = P_{Pr} = 9,375 \text{ KN}$$

b) Calcul des poussées des terres : [THÉORIE DE RANKINE (1860)]

$$\sigma = K_p \times \gamma \times h$$

K_p : coefficient de poussée $K_p = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$;

h : hauteur du voile

γ : Masse volumique des terres.

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = 3/2\varphi$; $\varphi = 35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

D'après le tableau de « L'HERMINIER-ABSI » : $K_p = 0,247$.

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_i = K_p \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 2,5 \Rightarrow \sigma_1 = 0,247 \times 17 \times 2,50 = 10,498 \text{ kN/m}^2$$

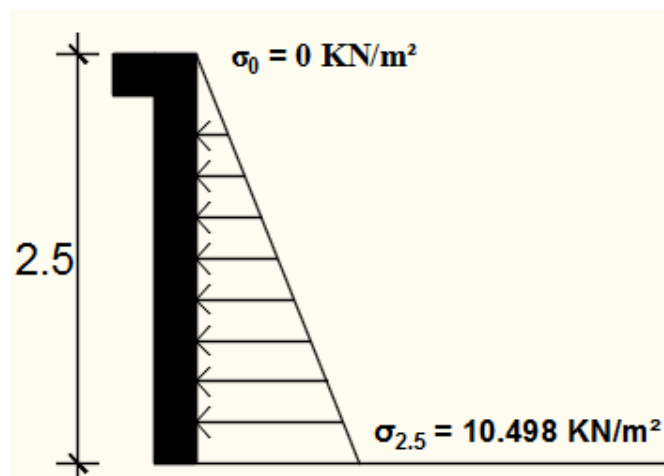


Fig.VII.8 : Schéma des contraintes de voile périphérique.

○ On considère le voile est comme une dalle qui s'appuyant Sur 4 coté avec une charge uniformément répartie

$$q = (10,498 + 0)/2 = 5,249 \text{ kN/m}^2$$

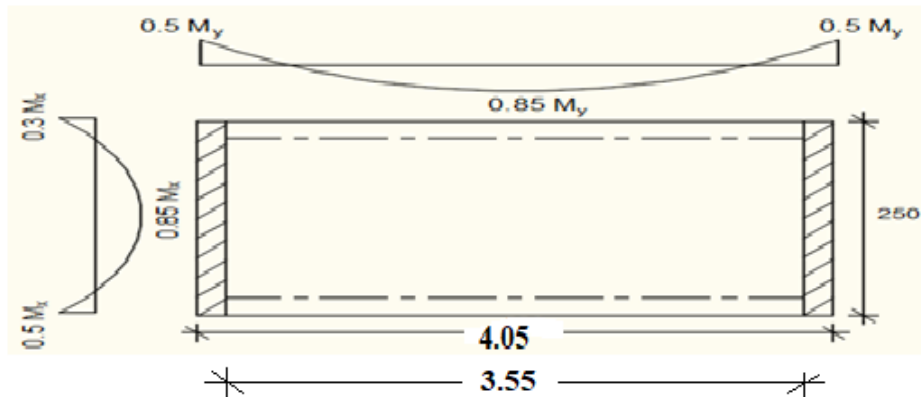


Fig.VII.9: Schéma du panneau de la dalle appuie sur 4 coté.

❖ **Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\bar{q}_u = 1,35 \times q \Rightarrow \bar{q}_u = 1,35 \times 5,249 \Rightarrow \bar{q}_u = 7,086 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_u = \bar{q}_u \times 1 \text{ m} = 7,086 \text{ kN/m}$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\bar{q}_{ser} = q \Rightarrow \bar{q}_{ser} = 5,249 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_{ser} = \bar{q}_{ser} \times 1 \text{ m} = 5,249 \text{ kN/m}$

• **Calcul des sollicitations :**

➤ Etat limite ultime (E .L.U) :

$$M_{xu} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_{yu} = \mu_y \times M_{xu} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{xser} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_{yser} = \mu_y \times M_{xser} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho; \nu)$ et $\rho = l_x/l_y$.

$\rho = l_x/l_y = 250/335 = 0,75 \Rightarrow$ La dalle portant suivant deux directions.

• Calcul des moments pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour:

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

➤ Etat limite ultime :

$$\rho = 0,75 \begin{cases} \mu_x^u = 0.0622 \\ \mu_y^u = 0.509 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 4,95 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 2,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\rho = 0,75 \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0,0685 \\ \mu_y^{ser} = 0.644 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{ser} = 4,035 \text{ KN.m.} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 2,60 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

combinaisons	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a [KN.m]	1,485	1,211	1,260	1,300
M_t [KN.m]	4,201	3,430	2,142	2,210

Tableau.VII.2 : sollicitations (moment en appuis et travée)

• Calcul des ferrillages:

➤ Enrobage:

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

$\phi_{max} \leq h/10 = 15/10 = 1,5 \text{ cm} \Rightarrow$ on prendra $\phi = 1 \text{ cm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \phi/2 \\ C_y = a + \phi + \phi/2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

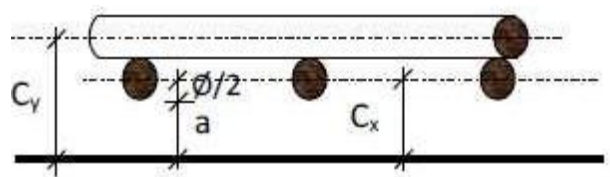


Fig.VIII.9: Enrobage.

➤ Les hauteurs utiles

$$dx = h - Cx = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

$$dy = h - Cy = 15 - 3,5 = 11,5 \text{ cm}$$

➤ Espacement maximal des armatures: [Article BAEL IV.5.c]

Pour les armatures suivent le sens x-x : $\delta \leq \min(3hd; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y : $\delta \leq \min(4hd; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

Remarque :

Le ferrailage en appui et en travée est le même. on va prendre le moment maximal (moment en travée).

❖ Sens x-x :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$Mt_x^u = 4,201 \text{ KN. m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = Mt_x^u / \sigma_b \times b \times d^2$$

$$\mu = 4,201 / (14,17 \times 100 \times (12,5)^2) = 0,017$$

$$\mu = 0,019 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,024$$

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

Détermination des armatures :

$$A = Mt_x^u / (\sigma_s \times \beta \times d) = 4201 / (348 \times 0,99 \times 12,5) = 0,96 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

• Conditions exigées par le RPA99/V2003:

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures :

$$7T10/\text{mL } A=5,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \text{ e} = 15\text{cm})$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$Mt_x^{\text{ser}} = 3,430 \text{ KN. m}$$

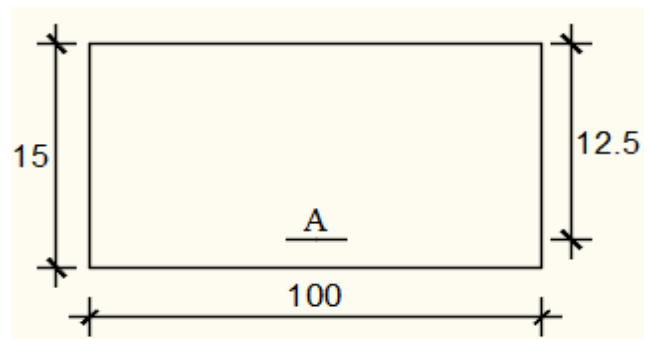


Fig.VII.10 : Section de calcul travée x-x

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 5,50/100 = 0,825 \Rightarrow D = 0,825$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 12,5 \times 0,825 = 20,62 \Rightarrow E = 20,62$$

$$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y1 = 3,79 \text{ cm}^2$$

$$I1 = b \times Y1^3/3 + (15 \times A(d - Y1)^2) \Rightarrow I1 = 8073,45 \text{ cm}^4$$

$$K = M_{ser}/I1 = 3430/8073,45 = 0,42 \Rightarrow K = 0,42$$

$$\sigma_b = K \times Y1 \Rightarrow \sigma_b = 1,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y1) \Rightarrow \sigma_s = 54,87 \text{ MPa}$$

• Contrainte admissibles :

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min [2/3 f_{e}; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28}] = \min [2/3 f_{e}; 110 \sqrt{1,6} \times 2,1] \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 1,59 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 54,87 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

❖ Sens y-y :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{t_y}^u = 2,142 \text{ KN. m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = M_{t_y}^u / \sigma_b \times b \times d^2$$

$$\mu = 2142 / (14,17 \times 100 \times (11,5)^2) = 0,017$$

$$\mu = 0,011 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$$

Détermination des armatures :

$$A = M_{t_y}^u / (\sigma_s \times \beta \times d) = 2142 / (348 \times 0,995 \times 11,5) = 0,54 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

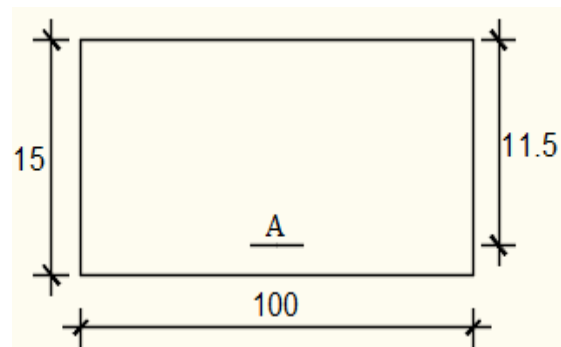


Fig.VII.10 : Section de calcul travée y-y

Acier FeE400 : $A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$

• Conditions exigées par le RPA99/V2003:

$A_{minRPA} = 0,1\% \times b \times h = 1,5 \text{ cm}^2$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{minRPA}) \Rightarrow A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• Choix des armatures :

7T10/ml $A=5,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T10 $e = 15\text{cm}$)

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$M_{t_x}^{ser} = 2,210 \text{ KN.m}$

$D = 15 \times A/b = 15 \times 5,50/100 = 0,825 \Rightarrow D = 0,825$

$E = 2 \times d \times D = 2 \times 11,5 \times 0,825 = 20,62 \Rightarrow E = 18,98$

$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y1 = 3,60 \text{ cm}^2$

$I1 = b \times Y1^3/3 + (15 \times A(d - Y1)^2) \Rightarrow I1 = 6704,02 \text{ cm}^4$

$K = M_{ser}/I1 = 2210/6704,02 = 0,33$

$\sigma_b = K \times Y1 \Rightarrow \sigma_b = 1,19 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y1) \Rightarrow \sigma_s = 39,11 \text{ MPa}$

• Contrainte admissibles :

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma_s} = \min [2/3f_e; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28}] = \min [2/3f_e; 110\sqrt{1,6} \times 2,1] \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 1,19 < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 39,11 < \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$

} \Rightarrow Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

sens	A_{cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	$A_{min RPA}$ [cm ² /ml]	Choix	$A_{Adopté}$ [cm ² /ml]	Espacemen [cm]
X-X	0,96	1,2	1,5	7T10	5,50	15
Y-Y	0,54	1,2	1,5	7T10	5,50	15

Tableau VII.3 : ferrailage du voile périphérique.

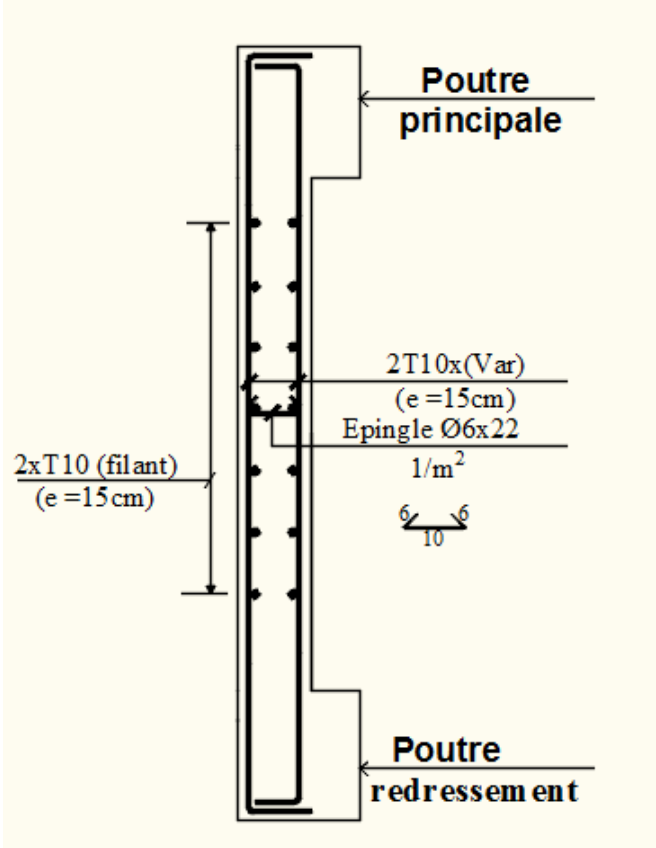


Fig.VII.10: Ferrailage du voile périphérique.

A decorative horizontal scroll graphic with a black outline and rounded ends. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges curving upwards at the ends. The text is centered within the scroll.

Chapitre VIII

Etude des fondations

VIII.1. Introduction :

On appelle fondation, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, et qui a pour fonction de transmettre à celui-ci les charges de la superstructure (charges et surcharges utiles, ainsi que la charge accidentelle appliquée sur la construction).

Le but visé par l'établissement de toute fondation est double :

- Reporter les charges et surcharges à un niveau convenable, les répartir sur une couche de terrain plus ou moins étendue et de résistance adéquate, terrain appelé bon sol, et cela tout en assurant la stabilité et la sécurité et l'aptitude au service de la construction.
- De plus, la fondation devra résister elle-même aux charges qu'elle transmet, au sol support, à celle des couches de terrains et nappes phréatiques traversées et qui pourraient être Aggressives.

L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol ;
- Genre de structure (souple, rigide) ;
- Type de fondation.

VIII.1.1. Types de fondations :

On distingue trois types de fondations qui sont :

- Fondations superficielles (isolées, filantes ou radier généraux) $\rightarrow D/B \leq 6$
- Fondations semi profondes (puits) $\rightarrow 6 < D/B < 10$
- Fondations profondes (pieux) $\rightarrow D/B \geq 10$

VIII.1.2. Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant les critères suivants :

- Stabilité totale du bâtiment (rigide) ;
- Solution économique (ferraillage) et Facilité d'exécution (coffrage) ;
- Type de construction.
- Caractéristiques du sol.
- Charge apportée par la structure.

En ce qui concerne les ouvrages en voiles, deux cas peuvent se présenter :

- Semelles filantes.
- Radier général.

VIII.1.3. Étude de sol :

La reconnaissance géologique et géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 1,8 bars (sol meuble).

VIII.1.4. Les combinaisons d'action :

D'après le RPA 99 v2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont

Dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \bullet G + Q \pm E \\ \bullet 0,8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/A.10.1.4.1]}$$

D'après le DTR de l'article 2.33.1

$$\left. \begin{array}{l} \bullet 1,35G + 1,5Q \\ \bullet G + Q \end{array} \right\} \text{ [DTR/A.2.3.3.1]}$$

VIII.2- Calcul des semelles :**VIII.2.1- Dimensionnement :**

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que :

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme ;
- La résistance à l'effort tranchant soit assurée : il est nécessaire de prévoir des aciers verticaux ;
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci
- Les tassements n'entraînent pas de désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation.

VIII.2.2. type de la semelle :

Les semelles de notre projet sont des **Semelles isolées sous poteaux**, ils sont calculer en utilisons la **Méthode des bielles**.

VIII.2.3. Application :

Exemple de calcul :

***Semelle centrale sous poteau (35x35) :**

1. Prédimensionnement de la semelle (E.L.U) :

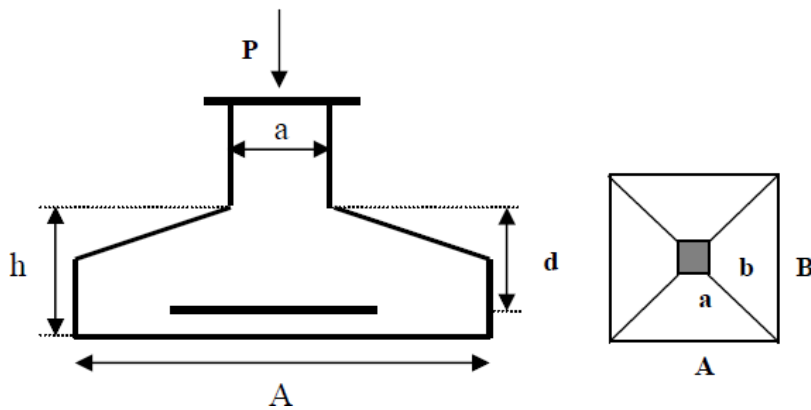


Fig VIII.1. Schéma d'une semelle isolée.

Poteaux	ELU		ELS		ACC	
	Nu [Kn]	Mu [Kn.m]	Nser [Kn]	Mser [Kn.m]	Nacc [Kn]	Macc [Kn.m]
(35*35)	675,25	2,64	489.75	1,90	289,02	3,03

Tableau VIII.1 : Les forces appliquées sur la semelle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = N/A \times B \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq N/\bar{\sigma}_{sol} \\ A = (a/b) \times B \end{array} \right. \\ A/B = a/b \end{array} \right.$$

N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par logiciel **ROBOT 2014**

S : surface de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bar}$

$$N/S \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq N/\bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2$$

$$N = 675,25 \text{ KN}$$

$$S \geq 675,25/180 = 3,75 \text{ m}^2 \Rightarrow A \times B \geq 3,75 \text{ m}$$

$$A = (a/b) \times B \Rightarrow A = B \Rightarrow A \geq \sqrt{3,75} = 1.93$$

Donc on prendra : A= 200 cm et B=200 cm.

Poteau le plus sollicité		Nu [KN]	$\bar{\sigma}_{sol}$ [KN/m ²]	La section S [m ²]	A=B [m]	Semelle	
a[cm]	b[cm]					A [m]	B [m]
35	35	675,25	180	3,75	1,93	2,00	2,00

Tableau VIII.2 : Tableau de prédimensionnement de la semelle isolée.

1.2. Calcul la hauteur total de la semelle :

$d \geq \max ((A-a)/4 ; (B-b)/4) \Rightarrow d \geq 41,25 \text{ cm} \rightarrow$ on prendra: **d=45 cm.**

$h = d + c = 45 + 5 \rightarrow h = 50 \text{ cm.}$

$e = (1/3 \div 1/2).h \rightarrow e = 20 \text{ cm.}$

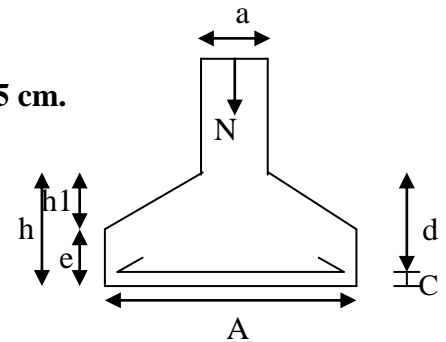


Fig VIII.2: démonstration d'une semelle

1.3. Verification des contraintes :

Semelle carré:

$V1 = A.B.e \rightarrow V1 = 2.2.0,2 = 0,8 \text{ m}^3$

$V2 = h/3.[G_B + P_B + \sqrt{G_B.P_B}] \rightarrow V2 = (0,5-0,2)/3[2+0,35+\sqrt{2.0,35}] = 0,32 \text{ m}^3.$

$V = V1 + V2 \rightarrow V = 0,8 + 0,32 = 1,12 \text{ m}^3.$

Poids propre de la semelle:

$G_s = 2500.V = 2500.1,12 = 2800 \text{ daN.}$

Calcul des contraintes:

$N_t = N_u + 1,35G_s = 675,25.10^2 + 1,35.2800 = 71305 \text{ daN.}$

$$\begin{cases} \sigma_1 = N_t / (A.B) + 6M / (A.B^2) \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_1 = 1,80 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 1,80 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = N_t / (A.B) - 6M / (A.B^2) > 0 \Rightarrow \sigma_2 = 1,76 \text{ daN/cm}^2. \end{cases}$$

Les deux condition sont verifées \rightarrow les dimensions de la semelle seront maintenues.

2. calcul du ferrailage :

$h = 50 \text{ cm} \geq (A-a)/4 = 41,25 \text{ cm} \Rightarrow$ cette semelle est rigide \Rightarrow on va utiliser la méthode des bielles.

➤ E.L.U:

- Sens A et B (semelle carré):

$A^u = Q_u.(B-b) / (\sigma_s.8.d)$

$Q_u = \sigma^u . A.B$

$\sigma^u = (\sigma_2 + 3.\sigma_1) / 4 = (1,76 + 3.1,80) / 4 = 1,79 \text{ daN/cm}^2.$

$$Q_u = 1,79 \cdot 200 \cdot 200 = 71600 \text{ daN.}$$

$$A^U = 71600(200-35)/(348 \cdot 8 \cdot 45 \cdot 10) = \mathbf{9,42 \text{ cm}^2}.$$

➤ **E.L.S:**

- **Sens A et B (semelle carré):**

$$A^{\text{Ser}} = Q_{\text{ser}} \cdot (B-b) / (\bar{\sigma}_s \cdot 8 \cdot d)$$

$$Q_{\text{ser}} = \sigma^{\text{ser}} \cdot A \cdot B$$

$$\sigma^{\text{ser}} = (\sigma^S_2 + 3 \cdot \sigma^S_1) / 4$$

Calcul des contraintes:

$$N_t^s = N_s + G_s = 489,75 \cdot 10^2 + 2800 = 51775 \text{ daN.}$$

$$\begin{cases} \sigma^S_1 = N_t^s / (A \cdot B) + 6M / (A \cdot B^2) \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow \sigma^S_1 = 1,31 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,80 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma^S_2 = N_t^s / (A \cdot B) - 6M / (A \cdot B^2) > 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma^S_2 = 1,27 \text{ daN/cm}^2. \end{array} \right. \end{cases}$$

$$\sigma^{\text{ser}} = (1,27 + 3 \cdot 1,31) / 4 = 1,30 \text{ daN/cm}^2.$$

$$Q_{\text{ser}} = 1,30 \cdot 200 \cdot 200 = 52000 \text{ daN.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 150 \eta) \text{ avec : } \eta = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{Acier rond lisse} \\ 1,6 \rightarrow \text{Acier haute adhérence} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,67 ; 240) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa}$$

$$A^{\text{Ser}} = 52000(200-35)/(240 \cdot 8 \cdot 45 \cdot 10) = \mathbf{9,93 \text{ cm}^2}.$$

➤ **E.L.A:**

Sens A et B (semelle carré):

$$A^A = Q_A \cdot (B-b) / (\sigma_s \cdot 8 \cdot d)$$

$$Q_A = \sigma^A \cdot A \cdot B$$

$$\sigma^A = (\sigma^A_2 + 3 \cdot \sigma^A_1) / 4$$

Calcul des contraintes:

$$N_t^A = N_A + G_s = 289,02 \cdot 10^2 + 2800 = 31702 \text{ daN.}$$

$$\begin{cases} \sigma^A_1 = N_t^A / (A \cdot B) + 6M / (A \cdot B^2) \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow \sigma^A_1 = 0,82 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,80 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma^A_2 = N_t^A / (A \cdot B) - 6M / (A \cdot B^2) > 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma^A_2 = 0,77 \text{ daN/cm}^2. \end{array} \right. \end{cases}$$

$$\sigma^A = (0,77 + 3 \cdot 0,82) / 4 = 0,81 \text{ daN/cm}^2.$$

$$Q_A = 0,81 \cdot 200 \cdot 200 = 32400 \text{ daN.}$$

$$A^A = 32400(200-35)/(400 \cdot 8 \cdot 45 \cdot 10) = 3,71 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$A = \max (A_u ; A_s ; A_A) \Rightarrow A = 9,93 \text{ cm}^2.$$

• **Choix des armatures :**

13HA12 $\Rightarrow A = 14,70 \text{ cm}^2$. (pour les deux sens **A** et **B**).

Calcul l'espace des barres

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\phi)$$

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \times 1,2) = 18 \text{ cm}$$

En prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Type Semelles	Section(AxB) cm		A calculé (cm ²)		Choix des armatures			
	A (cm)	B (cm)	A _{sens A}	A _{sens B}	Suivant A	A _{sens A} (cm ²)	Suivant B	A _{sens B} (cm ²)
S3 (angle)	150	150	7,45	7,45	10HA12	11,31	10HA12	11,31
S2 (rive)	170	170	8,44	8,44	11HA12	12,44	11HA12	12,44
S1 (centre)	200	200	9,93	9,93	13HA12	14,70	13HA12	14,70

Tableau VIII.3 : choix de ferrailage des semelles.

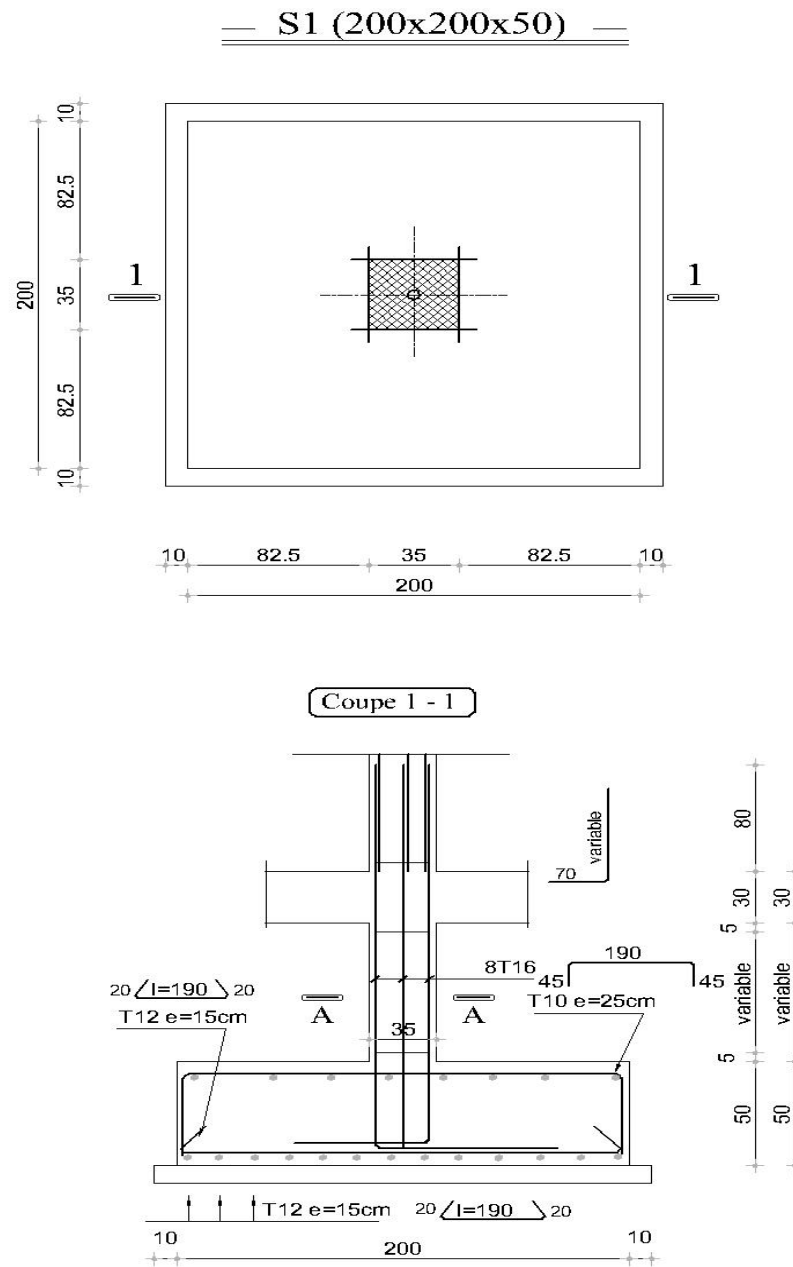


Fig VIII.3: Schéma de ferrailage du semelle isolée

VIII.3- Calcul des longrines :

Toutes les semelles seront chaînées par des longrines qui sont calculées pour résister à la traction d'une force égale à : $F=N/\alpha \geq 20 \text{ KN}$ (RPA 99 / V 2003) .

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidaires par un réseau bi – directionnel de longrines on tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- (25*30) cm : Site de catégorie S2 et S3

- (30*30) cm : Site de catégorie S4

- α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré : $\alpha= 15$

$$F= 675.25/15 = 45.02 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

Les dimensions de longrine sont (30*30) cm

- Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au $\min(20 \text{ cm} ; 15*\phi L)$.

$$A_{min} = 0.6\% * b * h \Rightarrow A_{min} = 0.006 * 30 * 30 = 5,4 \text{ cm}^2.$$

On prend : 6 HA12 avec $A_{min}= 6.79 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales :

- Elles sont constituées par des cadres de 4Ø6

- L'espacement : $St \leq \min(20 \text{ cm} ; 15*\phi L) \Rightarrow St \leq 18 \text{ cm}$

Donc on prend $St=15 \text{ cm}$.

- Schéma du ferraillag:

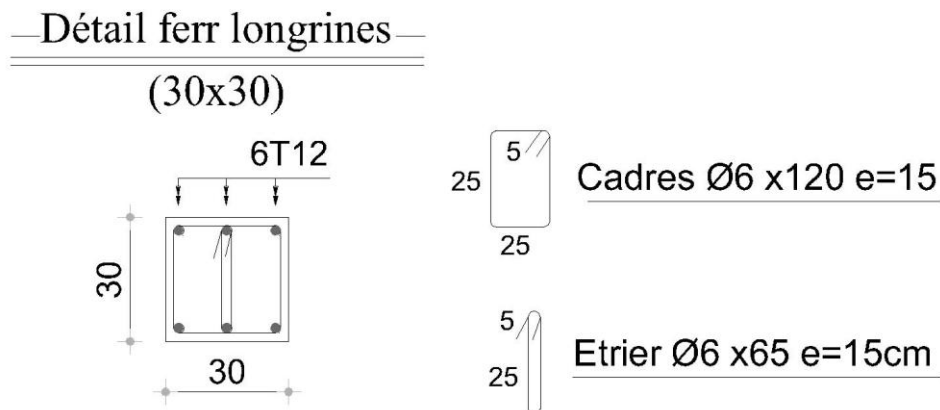


Figure VIII.4: ferrailage de coupe de longrine.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul comme : ROBOT 2014, Auto-cad.2014

Ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des Ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

- D'une part (**stabilité**) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.
- Et d'autre part (**économie**) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire.
- Pour cela nous avons fait une étude (technico-économique) de notre bâtiment pour Obtenir une :
 1. Structure de bonne stabilité.
 2. Structure économique.

Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur.

BIBLIOGRAPHIE

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

❖ Règlements :

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

❖ Livres :

- Cours de béton armé (Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments).....Jean-Pierre MOUGIN.
- BAEL 91 modifié 99.....Jean-Pierre MOUGIN.
- Ouvrage en béton armé.....H.Renaud, F.Letertre
- Mémoires année précédente

❖ Cours :

- Cours de bâtiment.
- Résistance des matériaux (RDM).
- Cours de béton armé 3ème année.

❖ Logiciels :

- ROBOT 2014.....Analyse des structures.
- AUTOCAD 2014.....Dessin.
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2007.....Traitement du texte.
- Power point 2007.....Présentation de mémoire